

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**ESTUDIO COMPARATIVO DEL SISTEMA TIERRA  
ARMADA CON TECNICAS CONVENCIONALES PARA  
LA ESTABILIZACION DE TALUDES**

PRESENTADO POR:

**REYNALDO HUMBERTO COREAS PICHE  
MARIO ALBERTO OSORIO CORDOVA  
ERICK ALEXANDER RIVAS BAIRE**

PARA OPTAR AL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, DICIEMBRE DE 2009

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

**MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SANCHEZ**

SECRETARIO GENERAL :

**LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHAVEZ**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

**ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO**

SECRETARIO :

**ING. OSCAR EDUARDO MARROQUIN HERNANDEZ**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

DIRECTOR :

**MSc. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERON**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:  
**INGENIERO CIVIL**

Título:

**ESTUDIO COMPARATIVO DEL SISTEMA TIERRA ARMADA  
CON TECNICAS CONVENCIONALES PARA LA  
ESTABILIZACION DE TALUDES**

Presentado por:

**REYNALDO HUMBERTO COREAS PICHE  
MARIO ALBERTO OSORIO CORDOVA  
ERICK ALEXANDER RIVAS BAIRES**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

**ING. M. Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ**

**ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA**

**San Salvador, diciembre de 2009**

**Trabajo de Graduación Aprobado por:**

**Docentes Directores:**

**ING. M. Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ**

**ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA**



## **AGRADECIMIENTOS.**

A Dios, por habernos regalado la vida y los medios para lograr este triunfo.

A nuestras familias, por habernos apoyado en todo momento.

A nuestros compañeros y amigos, por la ayuda y el apoyo.

A nuestros asesores, especialmente al Ing. M.Sc. Rogelio Godínez por brindarnos su tiempo y su conocimiento.

## **DEDICATORIA.**

A **DIOS** por haberme proveído salud, madurez y perseverancia para lograr obtener este triunfo, ya que sin tu ayuda **PADRE**, jamás lo hubiese alcanzado.

A mis **padres Carlos Rubén Rivas y Ana Vilma de Rivas**, porque siempre se sacrificaron por mi educación y formación, y a pesar de los duros momentos que hemos vivido juntos, me han brindado apoyo en todos los sentidos, además de su amor, su esfuerzo y han sido siempre mi inspiración de superación y tenacidad para cumplir con las metas que me propongo. Gracias padres.

A mi hermano, **Josué Rubén**, por su apoyo y comprensión.

A mi esposa e hija, **Rosa María y Erika Daniela**, por la paciencia y apoyo que me brindaron en todo momento.

A mi suegra y cuñada, **Betty Anaya y Gabriela Anaya**, porque me dieron su apoyo total y sus palabras de ánimo estuvieron presentes todo el tiempo.

**ERICK RIVAS**

## **DEDICATORIA.**

A DIOS que me ha regalado todo lo que tengo y sobre todo por darme la dicha tan grande de terminar mi carrera profesional.

A mis Padres Elías Miguel Osorio y Marta Alicia Córdova, por haberme apoyado y brindado mis estudios. Y sobre todo, porque sin su esfuerzo y sacrificio esto no fuera posible.

A todos mis amigos que de una u otra forma me ayudaron a realizar este trabajo de graduación.

**MARIO OSORIO**

## **DEDICATORIA.**

A **DIOS** por darme la sabiduría necesaria para poder alcanzar esta meta de mi vida.

A mis padres **Doris Sarith Piche y Reynaldo Antonio Coreas** por brindarme su apoyo incondicional en toda mi vida como estudiante. Gracias por sus sacrificios, sin su ejemplo no hubiera podido dar el todo por el todo a lo largo de mi carrera como estudiante. Los quiero mucho.

A mi abuelo **Humberto Palacios** y mi padrastro **Leo Gilberto Rodríguez Martínez (QEPD)**, por siempre estar a mi lado cuando necesitaba ayuda o de alguna motivación extra; abuelo eres mi ejemplo a seguir y papa te extraño mucho, descansa en paz.

Al amor de mi vida **Nancy Zacarías** mi esposa, por darme todo su amor y su apoyo mientras estuve realizando este trabajo, lamento haberte desvelado tanto y mis cambios bruscos de humor cuando esto parecía no terminar, eres mi persona ideal, Te Amo.

A mi hijo **Eduardo Rafael Coreas Zacarías**, cuando llegaste a mi vida me diste una razón para esforzarme más del 100%, para ser una mejor persona, te quiero mucho hijo.

A **Mis Familiares**, por el cariño que me han brindado, por los gestos de aprecio y cada palabra que me fortaleció.

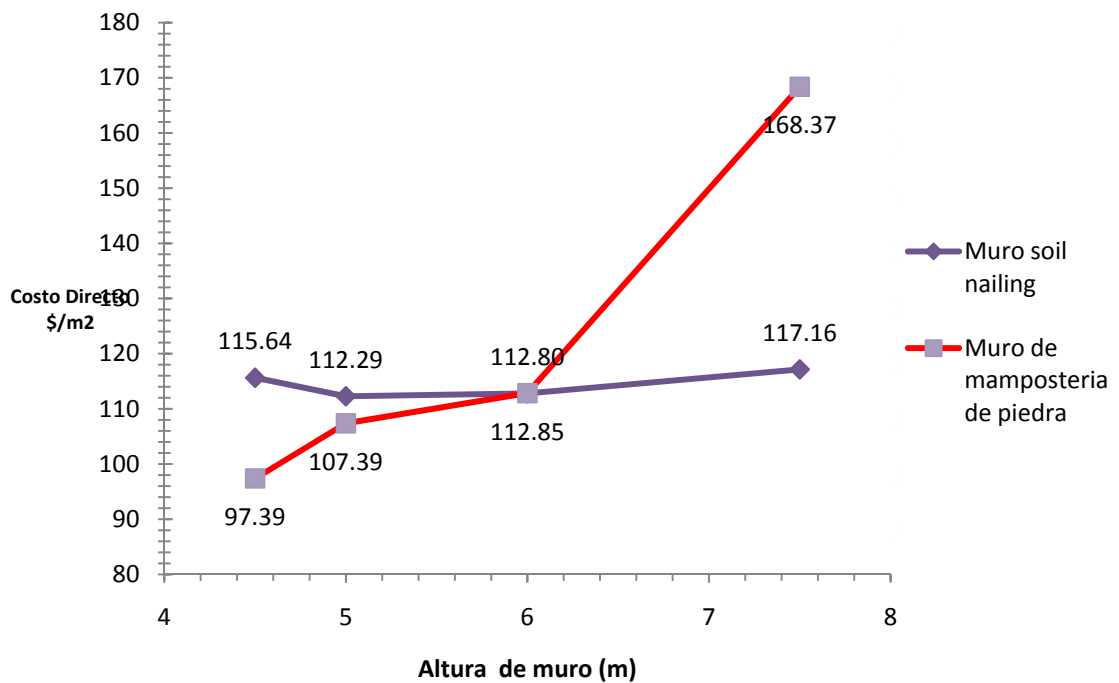
**REYNALDO COREAS**

## RESUMEN

El Trabajo de Graduación “Estudio comparativo del sistema tierra armada con técnicas convencionales para la estabilización de taludes”, explica los principios que rigen la estabilidad de los muros de mampostería de piedra y los de tierra armada o soil nailing, en base a su funcionamiento, geometría, finalidad, materiales de construcción, problemas a resolver, proceso de diseño y construcción. Así mismo, la calidad de los materiales, el suelo a retener y el de cimentación, funciones de la supervisión, las normas y especificaciones técnicas a cumplir. La estabilidad de un muro de cualquier tipo, debida a la presión de la tierra sobre la pantalla, se evalúa aplicando la teoría de Coulomb y el efecto de la presión de la tierra en la base del muro, por medio de la teoría general de capacidad de carga, propuesta por Karl Terzaghi y por Meyerhof. Así se comparó la estabilidad de un muro de soil nailing y su equivalente de mampostería de piedra, con los criterios de costos directos vs. factor de seguridad y altura del muro vs costos directos, basados en el caso de aplicación, el proyecto Intercambiador Autopista a Comalapa y carretera hacia los planes de Renderos, rampa F, correspondiente a un tramo de talud a retener, longitud 21.75m y altura promedio 4.5m, para lo cual, se dispuso del diseño existente del muro de tierra armada o soil nailing. A través de la evaluación de la estabilidad de este talud por medio de los factores de seguridad por deslizamiento y por capacidad de carga, en el muro de tierra armada o soil nailing los respectivos factores son seguridad son  $FS_D = 7.18$  y  $FS_q = 32$  y en el muro equivalente de mampostería de piedra  $FS_D = 2.55$  y  $FS_q = 5.04$ , y sus correspondientes costos directos para taludes o laderas con buen suelo, como el caso de aplicación y altura mayor que 6.0m, se

comprobó que el costo directo siempre será mas bajo cuando se utilicen muros de tierra armada o soil nailing para retener cualquier caso y condición de taludes y laderas aunque estos tengan pre-tratamiento. Ver gráfica.

Grafica de costos de muros de mampostería de piedra para alturas de 4.5m, 5.0m, 6.0m y 7.5m



## INDICE GENERAL

<b>INTRODUCCION GENERAL.....</b>	<b>I</b>
<b>CAPITULO I. GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>2</b>
<b>1.1 Antecedentes.....</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Planteamiento del Problema.....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 Objetivos.....</b>	<b>6</b>
1.3.1 Objetivo General.....	6
1.3.2 Objetivos Específicos.....	7
<b>1.4 Alcances y Limitaciones.....</b>	<b>8</b>
1.4.1 Alcances.....	8
1.4.2 Limitaciones.....	8
<b>1.5 Justificación.....</b>	<b>9</b>
<b>1.6 Muros de retención.....</b>	<b>10</b>
1.6.1 Ambiente de aplicación de la estabilización de taludes y laderas.....	10
1.6.2 Definición de muro en relación con las tecnologías existentes y el problema a resolver, en taludes y en laderas.....	11
1.6.2.1 Elementos de un muro de retención.....	13
1.6.2.2 Factores que generan costos en los taludes.....	15
1.6.3 Principios técnicos en los que se basa la existencia de los muros de retención.....	17

1.6.3.1	Teorías en las que se basa el cálculo de la estabilidad de los muros de retención.....	21
1.6.3.1.1	Teoría de Rankine.....	23
1.6.3.1.2	Teoría de Coulomb.....	25
1.6.4	Tipos de muros de retención y su uso.....	27
1.6.4.1	Muros de gravedad.....	29
1.6.4.2	Muros estructurales o de concreto reforzado.....	31
1.6.4.3	Muros de tierra armada y de suelo reforzado.....	31
1.6.5	Obras que implican uso de los muros de retención.....	33
1.6.6	Clasificación de los muros de retención.....	33
1.6.7	Geometría de los muros de retención.....	35
1.6.8	Estudios geotécnicos a realizar para muros de retención.....	37
1.6.8.1	Calidad de los suelos, in-situ, a retener con muros.....	38
1.6.9	Datos técnicos a aplicar. Parámetros geotécnicos, que se aplican a muros de retención.....	39
1.6.10	Normas y especificaciones técnicas para muros de retención.....	39
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>41</b>
	<b>CAPITULO II. MUROS DE MAMPOSTERIA.....</b>	<b>43</b>
	<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>44</b>
2.1	<b>Definición, en relación con las tecnologías existentes.....</b>	<b>45</b>
2.2	<b>Tipos de casos en los que se utilizan los Muros de mampostería de piedra para su aplicación.....</b>	<b>45</b>



<b>2.3</b>	<b>Clasificación según la condición del problema a resolver. ....</b>	<b>46</b>
2.3.1	Muros en ambientes húmedos. ....	46
2.3.2	Muros en pequeñas y grandes obras hidráulicas. ....	47
2.3.3	Muros en obras de retención de agua. ....	47
2.3.4	Muros para el control de avenidas de causes en ríos o quebradas.....	48
<b>2.4</b>	<b>Estudios geotécnicos para el control de la calidad del</b>	
	<b>suelo y uso de muros de retención.....</b>	<b>48</b>
2.4.1	Propósito del estudio de suelos.....	48
2.4.2	Trabajo de campo. ....	49
2.4.2.1	Muestreo con equipo de penetración estándar (Prueba SPT).....	49
2.4.2.2	Muestreo inalterado mediante pozos a cielo abierto. ....	50
2.4.3	Trabajo de Laboratorio. ....	50
2.4.3.1	Algunas propiedades físicas del suelo.....	51
2.4.3.2	Estados de esfuerzo del suelo. ....	55
2.4.4	Cálculos de laboratorio.....	56
2.4.4.1	Localización de profundidad de la roca y nivel freático del agua.....	56
2.4.4.2	Clasificación de los suelos.....	57
2.4.4.3	Estimación de capacidad de carga del suelo.....	60
2.4.4.4	Determinación de parámetros geotécnicos. ....	61
<b>2.5</b>	<b>Normas y especificaciones técnicas. ....</b>	<b>62</b>
<b>2.6</b>	<b>Características necesarias para el uso de muros de mampostería.....</b>	<b>63</b>
2.6.1	Geometrías posibles que se adaptan. ....	63

<b>2.7</b>	<b>Problemas en los muros de retención por su funcionamiento</b>	
	<b>estructural. ....</b>	<b>65</b>
2.7.1	Causas que originan los daños en los muros de retención.....	65
2.7.2	Fallas.....	66
2.7.2.1	Falla local. ....	66
2.7.2.2	Falla total. ....	67
<b>2.8</b>	<b>Proceso constructivo de muros de mampostería. ....</b>	<b>68</b>
2.8.1	Trazo. ....	68
2.8.2	Excavaciones. ....	71
2.8.3	Nivelación.....	73
2.8.4	Hechura con piedra. ....	74
2.8.5	Mortero de liga en muros de mampostería. ....	75
2.8.6	Fundaciones de los muros.....	78
2.8.7	Acabados. ....	80
<b>2.9</b>	<b>Control de calidad de las construcciones.....</b>	<b>80</b>
2.9.1	Control de calidad de los materiales.....	81
2.9.2	Control de calidad de la mano de obra. ....	81
2.9.3	Control de calidad del suelo normal y del suelo restituido.....	81
2.9.4	Estabilización de los suelos de fundación. ....	82
2.9.5	Normas para el control de laboratorio. ....	84
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>85</b>

**CAPITULO III. TECNOLOGIA DE LOS MUROS DE TIERRA  
ARMADA O SOIL NAILING, PARA ESTABILIZAR TALUDES**

<b>VERTICALES.</b> .....	<b>86</b>
<b>INTRODUCCION.</b> .....	<b>87</b>
<b>3.1 Definición, principios en los que se basa</b> .....	<b>88</b>
3.1.1 Componentes del sistema tierra armada o soil nailing. ....	89
<b>3.2 Tipos de problemas a los que se aplica anclajes de soil nailing</b> .....	<b>92</b>
3.2.1 Estructuras de retención en cortes. ....	92
3.2.2 Retención del frontal de un talud abajo de los estribos de un puente existente. ....	94
3.2.3 Reparación y reconstrucción de estructuras de retención existentes.....	95
<b>3.3 Clasificación según la condición del problema a resolver.</b> .....	<b>96</b>
<b>3.4 Condiciones y características del lugar que propician su aplicación</b> .....	<b>97</b>
3.4.1 Condiciones del terreno para el suelo armado o soil nailing .....	97
3.4.2 Normas y especificaciones técnicas. ....	98
3.4.3 Características del suelo necesarias para su uso. ....	99
3.4.4 Condiciones favorables del suelo para los muros de soil nailing .....	99
3.4.5 Condiciones desfavorables o difíciles del suelo para la aplicación de la tecnología tierra armada o soil nailing .....	102
<b>3.5 Problemas para funcionamiento estructural de los muros de tierra armada o soil nailing</b> .....	<b>106</b>
3.5.1 Estados límite. ....	106

3.5.2	Falla externa. ....	107
<b>3.6</b>	<b>Actividades para la construcción de los muros de tierra armada o soil nailing. ....</b>	<b>109</b>
3.6.1	Trazo. ....	109
3.6.2	Excavación. ....	110
3.6.3	Perforación de agujeros para anclajes. ....	111
3.6.4	Instalación de barras de anclaje y lechada de relleno (grout). ....	114
3.6.5	Instalación del Drenaje en muros de tierra armada, soil nailing. ....	115
<b>3.7</b>	<b>Anclajes. ....</b>	<b>115</b>
3.7.1	Clasificación de los anclajes. ....	116
3.7.1.1	Clasificación de los anclajes según su aplicación en función de su tiempo de servicio. ....	116
3.7.1.2	Clasificación de los anclajes según su forma de trabajar. ....	116
3.7.2	Anclajes inyectados. ....	117
3.7.3	Partes de los anclajes. ....	118
3.7.4	Protección contra la corrosión. ....	120
<b>3.8</b>	<b>Pantalla de Concreto lanzado. ....</b>	<b>122</b>
3.8.1	La función del concreto lanzado en el muro de soil nailing. ....	123
3.8.2	Tipos de concreto lanzado para proteger la pantalla de los muros soil nailing. ....	124
3.8.3	Equipo para aplicar concreto lanzado. ....	125
3.8.4	Materiales para concreto lanzado. ....	127

3.8.4.1	Acero de refuerzo. ....	128
3.8.5	Propiedades el concreto lanzado.....	130
3.8.6	Proporciones típicas para mezcla húmeda en concreto lanzado.....	130
3.8.7	Técnicas apropiadas para el colado. ....	131
3.8.7.1	Preparación de la superficie.....	131
3.8.7.2	Personal. ....	131
3.8.7.3	Calidad de la aplicación del concreto lanzado.....	131
3.8.7.3.1	Operación de la máquina shotcretera (lanzadora de concreto). ....	131
3.8.7.3.2	Control del agua de mezclado.....	132
3.8.7.3.3	Velocidad en la boquilla. ....	132
3.8.7.3.4	Técnicas y manipulación de la boquilla. ....	133
3.8.8	Consideraciones varias para la colocación del concreto lanzado.....	138
3.8.8.1	Rebote.....	138
3.8.8.2	Espesor de la aplicación. ....	139
3.8.8.3	Curado. ....	139
3.8.9	Requerimientos de aire. ....	140
<b>3.9</b>	<b>Control de calidad. ....</b>	<b>141</b>
3.9.1	Inspección de construcción y supervisión de funcionamiento. ....	141
3.9.2	La inspección.....	141
3.9.3	Inspección de materiales de construcción. ....	142
3.9.3.1	Materiales de construcción. ....	142
3.9.3.2	Almacenaje de materiales.....	143

3.9.3.3	Inspección de Protección contra la Corrosión. ....	143
3.9.4	Inspección de las actividades en la construcción de los muros de tierra armada o soil nailing. ....	144
3.9.4.1	Excavación.....	144
3.9.4.2	Perforación de hoyos para anclajes. ....	144
3.9.4.3	Instalación de anclaje.....	145
3.9.4.4	Instalación de lechada (grout).....	145
3.9.4.5	Revestimiento de la pared.....	146
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>148</b>
	<b>CAPITULO IV. COMPARACION DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD VS. COSTOS EN MUROS APLICADOS A TALUDES CONSTRUIDOS CON TECNOLOGIA TRADICIONAL Y CON TECNOLOGIA TIERRA ARMADA O SOIL NAILING.....</b>	<b>149</b>
	<b>INTRODUCCION. ....</b>	<b>150</b>
<b>4.1</b>	<b>Descripción de un caso de aplicación de un talud vertical a estabilizar con muro de retención de tierra armada o soil nailing. ....</b>	<b>151</b>
4.1.1	Descripción general del proyecto: "Intercambiador Autopista a Comalapa". ....	151
4.1.2	Estudio geotécnico.....	151
4.1.3	Proceso constructivo del muro de tierra armada o soil nailing.....	152
4.1.3.1	Preparación del terreno.....	152
4.1.3.2	Equipo a utilizar.....	154

4.1.3.2.1	Perforación.....	154
4.1.3.2.2	Pantalla de concreto.....	156
4.1.3.3	Trazo.....	156
4.1.3.4	Perforación de agujeros para anclajes.....	158
4.1.3.5	Proceso de fabricación de tendones de acero.....	159
4.1.3.6	Proceso de instalación de los tendones.....	161
4.1.3.7	Pantalla temporal de concreto lanzado.....	161
4.1.3.8	Construcción de pantalla permanente de concreto lanzado.....	164
<b>4.2</b>	<b>Evaluación de la estabilidad del talud.....</b>	<b>167</b>
4.2.1	Muros de mampostería de piedra.....	167
4.2.1.1	Deslizamiento.....	169
4.2.1.2	Volteo.....	172
4.2.1.3	Capacidad de Carga.....	173
4.2.2	Muros de tierra armada o Soil nailing.....	175
4.2.2.1	Deslizamiento.....	175
4.2.2.2	Capacidad de carga.....	182
<b>4.3</b>	<b>Determinación y evaluación de costos en muros para estabilizar taludes.....</b>	<b>185</b>
4.3.1	Costo total de los muros de mampostería de piedra tradicionales caso equivalente.....	185
4.3.1.1	Excavación para fundación de muro.....	186
4.3.1.2	Fundación del muro de mampostería de piedra.....	188

4.3.1.3	Muro de mampostería.....	189
4.3.1.4	Relleno Compactado.....	190
4.3.1.5	Costo total de muro de mampostería de piedra. ....	191
4.3.2	Costo total de los muros de tierra armada o soil nailing. ....	192
4.3.2.1	Pantalla temporal de concreto lanzado. ....	193
4.3.2.2	Pantalla Permanente de concreto lanzado. ....	198
4.3.2.3	Anclajes pasivos. ....	202
4.3.2.4	Sistema de drenaje. ....	207
4.3.2.5	Costo total del muro de tierra armada o soil nailing.....	209
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>211</b>
	<b>CAPITULO V. RESULTADOS Y ANALISIS DE</b>	
	<b>RESULTADOS PARA EL CASO DE APLICACION DE</b>	
	<b>UN TALUD VERTICAL, EN EL PROYECTO INTERCAMBIADOR</b>	
	<b>AUTOPISTA A COMALAPA, RAMPA F, Y CARRETERA HACIA</b>	
	<b>LOS PLANES DE RENDEROS.....</b>	<b>212</b>
	<b>INTRODUCCION. ....</b>	<b>213</b>
<b>5.1</b>	<b>Resultados.....</b>	<b>214</b>
<b>5.1</b>	<b>Resultados obtenidos. ....</b>	<b>215</b>
5.1.1	Propiedades mecánicas del suelo.....	215
5.1.2	Análisis comparativo de características entre muros de mampostería de piedra vs. tierra armada o soil nailing.....	215



5.1.3	Análisis comparativo de los resultados obtenidos en el estudio del muro equivalente de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing. ....	220
5.1.4	Comparación entre factores de seguridad contra deslizamiento. ....	224
5.1.5	Comparación entre factores de seguridad de capacidad de carga. ....	225
5.1.6	Comparación de la rigidez del muro de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing. ....	230
5.1.6.1	Cálculo de la Rigidez para el muro de mampostería. ....	231
5.1.6.2	Cálculo de la rigidez para el muro de tierra armada o soil nailing. ....	233
5.1.6.3	Comparación de rigideces de los muro de mampostería de piedra y soil nailing. ....	234
5.1.7	Comparación entre costos de construcción del muro de mampostería de piedra respecto al muro de tierra armada o soil nailing. ....	236
5.1.8	Relación entre factores de seguridad vs. costo. ....	237
5.1.9	Evaluación comparativa de las tecnologías, muros de mampostería de piedra y soil nailing y propuesta de aplicación de las tecnologías. ....	238
5.1.9.1	Evaluación comparativa. Muro de mampostería de piedra vs. tierra armada o soil nailing. ....	238
5.1.9.2	Propuesta de aplicación de las tecnologías de los muros de mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing. ....	240
5.1.9.2.1	Propuesta de selección en base a propiedades mecánicas del suelo. ....	240
5.1.10	Resumen de criterios del análisis costos vs. seguridad. ....	248

	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>251</b>
	<b>CAPITULO VI CONSIDERACIONES, CONCLUSIONES Y</b>	
	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>253</b>
	<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>254</b>
<b>6.1</b>	<b>CONSIDERACIONES.....</b>	<b>255</b>
<b>6.2</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>258</b>
<b>6.3</b>	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>261</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>263</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>266</b>
	<b>ANEXO 1</b>	
	<b>PRINCIPIOS PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS</b>	
	<b>TALUDES APLICANDO ANCLAJES PARA EL ARMADO</b>	
	<b>DE LA TIERRA (SUELO) EN DEL MURO O SOIL NAILING.....</b>	<b>267</b>
<b>A.1</b>	<b>Estabilidad Global.....</b>	<b>268</b>
A.1.1	Mecanismos de resistencia.....	268
A.1.2	Límite de equilibrio en Análisis de Estabilidad Global.....	268
A.1.3	Análisis Simplificado de Estabilidad Global.....	268
A.1.3.1	Deslizamiento.....	272
A.1.3.2	Capacidad de carga.....	275
A.1.3.3	Consideraciones sísmicas en la estabilidad global.....	278
A.1.3.4	Selección de coeficientes sísmicos.....	279
A.1.3.4.1	Efectos sísmicos en la estabilidad por deslizamiento.....	281

A.1.4	Modalidades de falla interna, en los muros de tierra armada o soil nailing. .	284
A.1.4.1	Falla por deslizamiento del anclaje. ....	286
A.1.4.2	Falla por deslizamiento de la pantalla. ....	289

**ANEXO 2**

<b>ESTUDIO DE SUELOS DE UNA MUESTRA INSITU DEL INTERCAMBIADOR AUTOPISTA COMALAPA, RAMPA F, Y CARRETERA HACIA LOS PLANES DE RENDEROS. ....</b>	<b>293</b>
---	------------

**ANEXO 3**

<b>CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA DEL MURO DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING, UTILIZANDO LA TEORIA DE TERZAGHI. ....</b>	<b>299</b>	
A.3.1	Capacidad de carga. ....	300

**ANEXO 4**

<b>CALCULO DEL PESO DE ANCLAJES CONSIDERANDO LOS ELEMENTOS QUE LO COMPONEN Y EVALUACION DE LA INFLUENCIA DE ESTOS EN EL PESO DEL BLOQUE RETENIDO PARA EL MURO DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING.....</b>	<b>305</b>
--	------------

**ANEXO 5**

<b>DISEÑO DE MUROS EQUIVALENTES DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA PARA ALTURAS DE 4.5 M, 5.00 M, 6.00 M Y 7.50 M. Y CALCULO DE COSTOS DE MUROS DE</b>	
--	--

**MAMPOSTERIA PARA LAS ALTURAS RESPECTIVAS**

**PARA EL MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA**

**Y EL MURO DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING.**

**TABLA 5.12 Y GRAFICOS 5.4 .....310**

## INDICE DE FIGURAS.

Figura 1. 1 Corte en una carretera con muros laterales.....	12
Figura 1. 2 Gaviones a la orilla de un río.....	13
Figura 1. 3 Elementos de un muro de retención.....	14
Figura 1. 4 de deterioro de macizos rocosos.....	16
Figura 1. 5 Naturaleza de la presión lateral de tierra de un muro de retención.....	22
Figura 1. 6 Notación para la presión activa de rankine.....	24
Figura 1. 7 Presión activa de Coulomb.....	26
Figura 1. 8 Diferentes tipos de muros de contención.....	29
Figura 1. 9 Componentes del muro soil nailing.....	32
Figura 1. 10 Dimensiones aproximadas para varias geometrías de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad: a) muro de gravedad; b) muro en voladizo (la dimensión mínima del desplante D, es 2 pies).....	36
Figura 2. 1 Carta de Plasticidad de Casagrande.....	60
Figura 2. 2 Equipo de laboratorio usado para la determinación de los parámetros geotécnicos del suelo.....	62
Figura 2. 3 Mecanismos de Falla Local en una cimentación simple.....	67
Figura 2. 4 Mecanismo de Falla Total.....	68
Figura 2. 5 Trazo de ejes de la construcción de niveletas y línea de trazo.....	69
Figura 2. 6 Método 3-4-5 para el trazo de líneas perpendiculares.....	71

Figura 2. 7 Nivel de manguera.....	74
Figura 2. 8 Rendimiento de la piedra para la construcción de muros.....	79
Figura 2. 9 Variación de la resistencia a la compresión simple con respecto al porcentaje de cemento Pórtland agregado. Fuente: Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. Pág. 140.....	83
Figura 2. 10 Variación de la resistencia a la compresión simple con respecto al porcentaje de cal hidratada agregado. Fuente: Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. Pág. 141.....	83
Figura 2. 11 Curva de compactación típica en un suelo. Fuente: Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. Pág 142.....	84
Figura 3. 1 Sección vertical de un talud estabilizado con tecnología de tierra armada o soil nailing.....	89
Figura 3. 2 Sección tipo de soil nailing.....	90
Figura 3. 3 Sección tipo de soil nailing.....	90
Figura 3. 4 Muro de soil nailing para apuntalamiento temporal.....	93
Figura 3. 5 Muro de soil nailing en ensanche de carreteras.....	94
Figura 3. 6 Muro de soil nailing en talud bajo puente existente.....	95
Figura 3. 7 Tipos de falla externa e interna de muros de soil nailing.....	108

Figura 3. 8 Tipos de falla de pantalla en muros de soil nailing. ....	109
Figura 3. 9 Levantamiento de excavación inicial e instalación de anclaje. ....	111
Figura 3. 10 Ejemplo de excavación alternativa temporal: excavación de ranura. ....	112
Figura 3. 11 Perforación típica de anclajes con el método rotatorio. ....	114
Figura 3. 12 Proceso esquemático de la mezcla seca y la mezcla húmeda. ....	126
Figura 3. 14 Posiciones correctas de lanzado del concreto. ....	133
Figura 3. 15 Gráfico representativo del porcentaje. ....	134
Figura 3. 16 Formas correcta e incorrecta de utilización de la boquilla. ....	135
Figura 3. 17 Movimiento circular de la boquilla en el lanzado del concreto. ....	135
Figura 3. 18 a y b. Ejemplo de movimiento circular para el lanzado del concreto. ....	136
Figura 3. 19 Secuencia de aplicación del concreto lanzado. ....	137
Figura 3. 20 Recubrimiento de elementos de refuerzo. ....	138
Figura 4. 1 Proceso de excavación. ....	153
Figura 4. 2 Excavación en el terreno. ....	153
Figura 4. 3 Equipo para perforación. ....	154
Figura 4. 4 Compresor para equipo de perforación. ....	155
Figura 4. 5 Compresor para bomba de inyección. ....	155
Figura 4. 6 Bomba para lanzado de concreto. ....	156
Figura 4. 7 Colocación de geotextil. ....	157
Figura 4. 8 Instalación de malla electro soldada. ....	157
Figura 4. 9 Equipo trabajando en perforación para anclajes. ....	158

Figura 4. 10 Drill trabajando en la perforación para un anclaje.....	159
Figura 4. 11 Preparación de tendones o barras de acero. ....	160
Figura 4. 12 Vista de barras de acero con poliducto y centradores.....	160
Figura 4. 13 Fabricación de helados de mortero. ....	162
Figura 4. 14 Soldadura de nelson stud con placa de anclaje. ....	163
Figura 4. 15 Instalación terminada de drenaje y electro malla en talud.....	163
Figura 4. 16 Proceso de colado para revestimiento temporal de muro de tierra armada.....	164
Figura 4. 17 Proceso de colado para revestimiento permanente de muro de tierra armada.....	165
Figura 4. 18 Tramo de muro finalizado. ....	166
Figura 4. 19 Base de pavimento con taludes laterales estabilizados con Soil Nailing...	166
Figura 4. 20 Detalle de muro equivalente de gravedad hecho de mampostería de piedra. ....	167
Figura 4. 21 Esquema representativo de las fuerzas que actúan sobre el muro. ....	170
Figura 4. 22 Detalle de áreas en el muro.....	171
Figura 4. 23 Estabilidad por deslizamiento de un muro de soil nailing (detalle típico).	177
Figura 4. 24 Propiedades geométricas del muro de tierra armada o soil nailing a evaluar. ....	180
Figura 4. 25 Esquema de cargas para el cálculo de $q_{máx}$ .....	183
Figura 4. 26 Detalle de muro de gravedad de mamposterías .....	186
Figura 4. 27 Detalle de ejecución de relleno compactado. ....	190



Figura 4. 28 Detalle de muro de tierra armada o soil nailing, del proyecto en estudio.	
Anclajes distribuidos @ 1.5m. ....	193
Figura 4. 29 Sección de muro de tierra armada o soil nailing en estudio. ....	194
Figura 4. 30 Detalla típico de la cabeza y pantalla permanente de anclaje.....	203
Figura 4. 31 Detalle típico de placa de anclaje y Nelson stud en la cabeza del anclaje.	204
Figura 4. 32 Detalle de Sistema de drenaje.....	208
Figura 5. 1 Geometría de los muros de mampostería de piedra y el de soil nailing. ....	220
Figura 5. 2 Esquemas acotados de la posición de la resultante que pasa por el tercio medio de la base del muro para la estabilidad estructural de los muros de mampostería de piedra y el de soil nailing. Esquemas hechos a escala 1:100. ....	229
Figura 5. 3 detalle de áreas en muro de mampostería de piedra. ....	231

## INDICE DE TABLAS.

Tabla 2. 1 Tabla de permeabilidad intrínseca de algunos tipos de suelos <sup>19</sup> .....	54
Tabla 2. 2 Geometrías de los diferentes tipos de muros según el tipo de suelo a retener. ....	64
Tabla 2. 3 Tipo de depósito de suelo según el grado de compacidad relativa. ....	67
Tabla 2. 4 Especificaciones por propiedades de los diferentes tipos de mortero.....	76
Tabla 2. 5 por proporciones de los diferentes tipos de mortero.....	77
Tabla 2. 6 Morteros según su proporción y uso.....	77
Tabla 2. 7 Normas para el control de suelos y materiales.....	84
Tabla 3. 1 Graduación de los agregados para concreto lanzado según el ACI 506.2 ....	128
Tabla 3. 2 Proporciones típicas utilizadas para mezcla húmeda del concreto lanzado..	130
Tabla 3. 3 Capacidad de compresor para mezcla seca, según el diámetro interno de la boquilla.....	140
Tabla 4. 1 Propiedades mecánicas del suelo .....	152
Tabla 4. 2 cálculo de áreas, según la figura 4.22 .....	171
Tabla 4. 3 Partidas de muro de mampostería de gravedad.....	185
Tabla 4. 4 Desglose del precio unitario de la partida excavación del muro de mampostería. ....	187
Tabla 4. 5 Desglose del insumo compuesto “Retroexcavadora Caterpillar”. ....	187
Tabla 4. 6 Desglose de la partida “Fundación de muro de mampostería” .....	188

Tabla 4. 7 Desglose del insumo compuesto “minicargador con cucharon de 0.7 m <sup>3</sup> ” .	188
Tabla 4. 8 Desglose de la partida “Muro de mampostería” .	189
Tabla 4. 9 Desglose del insumo compuesto “Andamios para pegado de ladrillo o bloque” .	190
Tabla 4. 10 de la partida “Relleno compactado” .	191
Tabla 4. 11 del insumo compuesto “Bailarina Wacker” .	191
Tabla 4. 12 Costo total del muro de mampostería de piedra .	191
Tabla 4. 13 Partidas de muro tierra armada o soil nailing .	192
Tabla 4. 14 de Precio Unitario de pantalla temporal .	196
Tabla 4. 15 Desglose del Precio Unitario de insumo “Refuerzo de pantalla Temporal” .	196
Tabla 4. 16 Desglose del Precio Unitario de “Concreto de Pantalla temporal” .	197
Tabla 4. 17 Desglose del Precio Unitario de “Concreto tipo chispa rev. 4.5”, f’c=210 kg/cm <sup>2</sup> ” que está dentro del precio unitario de “Concreto de “Pantalla temporal” .	197
Tabla 4. 18 del Precio Unitario de “Cuadrilla de colado de concreto lanzado” que está dentro del precio unitario de “Concreto de “Pantalla temporal” ...	198
Tabla 4. 19 Desglose del Precio Unitario de “Varios de pantalla temporal” .	198
Tabla 4. 20 Cálculo de acero de refuerzo para pantalla de concreto permanente .	199
Tabla 4. 21 Desglose de la partida “Pantalla Permanente de Concreto Lanzado f’c=210.00 kg/cm <sup>2</sup> , e=20 cm, refuerzo de acero; #4 @ 15” .” .	200
Tabla 4. 22 Desglose del insumo compuesto “Refuerzo de pantalla permanente” .	201

Tabla 4. 23 Desglose del insumo compuesto “Concreto de pantalla permanente” .....	201
Tabla 4. 24 Desglose del insumo compuesto “Varios de pantalla permanente” .....	202
Tabla 4. 25 Desglose de la partida “Anclaje de L=4.50m, Diam de Perf. 5”, núcleo de acero 1#6, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bars de Presión.” .....	204
Tabla 4. 26 Desglose del insumo compuesto “Placa de anclaje” .....	205
Tabla 4. 27 Desglose del insumo compuesto “Bulbo de anclaje” .....	205
Tabla 4. 28 Desglose del insumo compuesto “Anclaje pasivo de L=4.50 m. Var # 6” .....	206
Tabla 4. 29 Desglose del insumo compuesto “Perforación del anclaje 5” de diámetro” .....	206
Tabla 4. 30 Desglose del insumo compuesto “Elementos varios” .....	207
Tabla 4. 31 Desglose de la partida “Sistema de drenaje de Muro Soil Nail” .....	208
Tabla 4. 32 Costo total de muro de Tierra Armada o Soil nailing .....	209
Tabla 5. 1 Propiedades del suelo, del ensayo de corte directo .....	215
Tabla 5. 2 Tabla comparativa de las características principales de los muros de mampostería de piedra y de tierra armada o soil nailing .....	216
Tabla 5. 3 Resumen de variables consideradas en el muro de mampostería de piedra y el de soil nailing .....	221
Tabla 5. 4 Comparación entre fuerzas que intervienen para el cálculo del factor de seguridad por deslizamiento .....	224

Tabla 5. 5 Comparación de factores de seguridad de capacidad de carga del muro de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing, con respecto al valor dado por Braja Das.....	226
Tabla 5. 6 Comparación de propiedades mecánicas de muro de mampostería y soil nailing.....	234
Tabla 5. 7 Comparación de costos unitarios del muro de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing.....	236
Tabla 5. 8 Relación Costo vs. factores de seguridad.....	237
Tabla 5. 9 Evaluación de las propiedades cualitativas y cuantitativas de los muros de mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing.....	238
Tabla 5. 10 Valores mínimos y máximos de cohesión vs. ángulo de fricción interna para muros de mampostería de piedra.....	241
Tabla 5. 11 Valores mínimos y máximos de cohesión vs. ángulo de fricción interna para muros de soil.....	242
Tabla 5. 12 Costo vs. altura para muros de mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing.....	245

## INDICE DE GRAFICAS.

Gráfica 5. 1 Gráfica de los límites de cohesión y ángulo de fricción interna para muros de mampostería de.....	241
Gráfica 5. 2 Gráfica de los límites de cohesión y ángulo de fricción interna para muros de mampostería de piedra.....	242
Gráfica 5. 3 Gráfica de Comparación entre límites de cohesión y ángulo de fricción muro de mampostería de piedra vs. muro de soil nailing .....	243
Gráfica 5. 4 Altura de muros vs. costos .....	246
Gráfica 5. 5 Líneas de tendencia de altura vs. costos.....	247

## **SIMBOLOGIA.**

$\beta$	: Angulo de inclinación del talud
$\phi$	: Angulo de fricción interna del suelo
$\omega$	: Humedad del suelo
$f'c$	: Resistencia a la compresión del concreto
$\gamma_s$	: Peso volumétrico o específico del suelo
$\gamma_m$	: Peso volumétrico o específico del muro
$\gamma'$	: Peso específico virtual del terreno anegado
$\gamma$	: Peso específico aparente del terreno seco
$n$	: Indice de huecos en tanto por ciento
$\gamma_a$	: Peso específico del agua
$\delta$	: Angulo de fricción entre el suelo y el muro
$\theta$	: Angulo de inclinación del plano de falla con respecto a la horizontal
$\Psi$	: Angulo de inclinación de la resultante respecto a la vertical
$W$	: Peso de la cuña de tierra
$W_m$	: Peso de la muestra de suelo
$V_m$	: Volumen de la muestra de suelo
$\sigma_3$	: Presión de confinamiento lateral
$G$	: Grava
$S$	: Arena

$q_{ad}$  : Capacidad de carga admisible del suelo

$q_c$  : Capacidad de carga debida a la carga transmitida por la cimentación al suelo

$q_U$  : Capacidad de carga última de apoyo del suelo

$q_{máx}$  : Carga de carga máxima aplicada al suelo

$V_u$  : Fuerza cortante total

$V_n$  : Resistencia a cortante nominal

$V_c$  : Resistencia cortante del concreto

$V_s$  : Resistencia cortante del hierro de refuerzo, de los estribos

$\emptyset$  : Coeficiente de reducción de resistencia

FS : Factor de seguridad

$FS_V$  : Factor de seguridad al volteo

$FS_D$  : Factor de seguridad al deslizamiento

$FS_Q$  : Factor de seguridad a la capacidad de carga

MF : Módulo de finura del suelo

k : Coeficiente de permeabilidad del suelo

$K_h$  : Coeficiente sísmico horizontal

$K_v$  : Coeficiente sísmico vertical

m : Módulo de escala

$E_a$  : Empuje activo

$E_p$  : Empuje pasivo

MR : Momento de las fuerzas resistentes o momento resistente



MM : Momento de las fuerzas actuantes o momento motor

$K_a$  : Coeficiente del empuje activo

H : Altura total del muro

$H_1$  : Altura de la pantalla del muro

$D_f$  : Profundidad de desplante

A : Altura de la base del muro o espesor de losa

B : Ancho de la base del muro

$B_1$  : Ancho de la punta de la base del muro

$B_3$  : Ancho del talón de la base del muro

CO : Ancho de la corona del muro

C : Cohesión del suelo

$1/y$  : Pendiente de la pantalla del muro

NP : Nivel de la superficie del terreno

C : Variable correspondiente a la relación B/H

R : Resultante de las fuerza verticales sobre el muro

$FR'$  : Fuerzas horizontales resistentes

$F_d$  : Fuerzas horizontales de empuje

$R'$  : Fuerza resistente máxima del suelo a lo largo de la losa de base

## **SIGLAS UTILIZADAS.**

ASIA	: Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos
ISCYC	: Instituto Salvadoreño del Cemento y el Concreto
OPES	: Oficina de Planeamiento Estratégico
RMSS	: Región Metropolitana de San salvador
AMSS	: Area Metropolitana de San salvador
COAMSS	: Consejo de Alcaldes del Area Metropolitana de San Salvador
OPAMSS	: Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San salvador
VMVUD	: Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano
MARN	: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales
DUA	: Dirección de Urbanismo y Arquitectura
MOP	: Ministerio de Obras Públicas
FGR	: Fiscalía General de la República
CASALCO	: Cámara Salvadoreña de la Construcción
ACI	: Instituto Americano del Concreto
ASTM	: Asociación Americana de Prueba de Materiales
AASHTO	: Asociación Americana Federal de Agencias Oficiales de Carreteras y transportes
FHWA	: Administración Federal de Carreteras
ACI	: Instituto Americano del Concreto
PCA	: Asociación del Cemento Pórtland

SUCS : Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

UES : Universidad de El salvador

UCA : Universidad Centro Americana

## **INTRODUCCION GENERAL.**

En este trabajo de graduación se comparan equivalentemente los muros de mampostería de piedra tradicional y los muros no tradicionales de tierra armada o soil nailing, las características técnicas que rigen el funcionamiento de cada uno y las condiciones favorables en las cuales se puede aplicar cada tecnología. Un diseño seguro para retener el talud o ladera, evalúa los empujes del suelo y la reacción de este en la base, aplicando las teorías de Coulomb, Therzaghi y Meyerhof, respectivamente. Así, se predimensiona una sección geométrica que sea estable y cumpla con todos los factores de seguridad, mínimos exigidos en normas y especificaciones técnicas, así como el control de las condiciones favorables en la interacción suelo-estructura. Se explica el proceso constructivo de un muro de tierra armada o soil nailing aplicado al caso del proyecto Intercambiador Autopista a Comalapa y carretera hacia los planes de Renderos, rampa F, correspondiente a un tramo de talud a retener, longitud de 21.75m y altura promedio 4.5m, con ello se hace un análisis de costo directo vs. estabilidad, a través de los factores de seguridad para cada tecnología. Así mismo, en otro análisis de altura vs. costo directo, se demuestra que con esta tecnología, se vuelve económicamente accesible la estabilización de taludes y laderas con alturas mayores que los 6.0m y corte vertical o casi vertical garantizando seguridad y duración con poco mantenimiento.

## **CAPITULO I. GENERALIDADES.**

## **INTRODUCCION.**

El Estudio Comparativo del Sistema Tierra Armada con Técnicas Convencionales para la Estabilización de Taludes, desarrolla los antecedentes que se referirán al origen y evolución de la estabilización de taludes, de acuerdo con el problema, en cuya solución, se aplicarán dos técnicas, que a la vez se comparan, las tecnologías convencionales de estabilización mecánica con el uso de muros de contención tradicionales (por gravedad, reforzados y gaviones) y tierra armada o soil nailing, ya que en las áreas urbanas, hay pocos espacios disponibles para construir, principalmente en el área metropolitana de San Salvador, donde cada vez se construye en lugares no planos y muy accidentados, siendo necesario realizar obras constructivas de protección, muros de contención en laderas o taludes, particularmente cuando el corte es vertical e inestable. La metodología a desarrollar comprenderá tres etapas, en la primera se recopilará la información de las técnicas a comparar, en la segunda se realizará la evaluación comparativa entre las técnicas basada en procesos constructivos, factores de seguridad, etc., en la tercera etapa se obtendrán los costos unitarios de las técnicas evaluadas, para así, obtener la relación entre el factor de seguridad de cada una de las técnicas y el costo. Para realizar esta investigación, es necesario una serie de recursos que al final se traducen en costos, estos se presentan en un presupuesto detallado de todos los gastos previstos. También, una programación, desglosando cada una de las actividades a desarrollar y el tiempo estimado de ejecución a cumplir satisfactoriamente, las conclusiones y recomendaciones.

## **1.1 Antecedentes.**

Los terremotos que sacudieron al territorio salvadoreño el 13 de enero y 13 de febrero de 2001, tuvieron un efecto muy destructivo en el país, por ejemplo, los deslizamientos de tierra en laderas ocurridos en la colonia “Las Colinas” y en la curva “La Leona”, Km 52 carretera a San Vicente, son dos casos emblemáticamente desastrosos en los cuales se deslizaron 200,000 m<sup>3</sup> y 600,000 m<sup>3</sup> de tierra respectivamente. A la fecha, en estos lugares sólo se han hecho obras de mitigación, remoción de suelo, reconfiguración de taludes, terrazas, siembra de material vegetativo para evitar erosión, un drenaje para desalojo de agua lluvia de los nuevos taludes, y el problema del movimiento en masa de tierra por deslizamiento de taludes o laderas, sigue latente en esas dos zonas. Otro deslizamiento de tierra, muy recordado, es el de Montebello, en septiembre de 1982, el cual, dejó muy claro, que esa zona no es un área urbanizable, pero con el paso del tiempo, eso se ha olvidado y se sigue utilizando la zona, para urbanizar, con el peligro que pueda ocurrir otro deslizamiento similar o peor<sup>1</sup>. Durante la tormenta tropical Stan, en octubre del 2005, también, el país fue gravemente afectado por derrumbes de taludes y laderas, que ocasionaron la muerte de personas, y hasta la fecha, son pocas las labores de mitigación que se han realizado. Por lo cual, es necesario que en estas zonas se hagan obras de protección y estabilización de taludes para evitar deslizamientos en masa de tierra y de esta manera hacer las zonas más habitables. Similarmente ocurrió el 7 y 8 de noviembre del 2009, la tormenta Irany y otra tormenta asociada entre las 6 p.m. y las 3

---

<sup>1</sup>El nuevo ministro de Obras Públicas en conjunto con el Ministro de Medio Ambiente y Recursos Naturales están impulsando obras de mitigación en la zona del antiguo desastre, por un valor de 1 millón de dólares, referidos a la construcción y ampliación de drenajes, muros de contención, para evitar otro desastre similar.

a.m. del 9 del mes, llovió más de 200 milímetros, principalmente arrasó la ciudad de Verapaz en San Vicente.

La construcción de muros de retención en las obras civiles es frecuente, debido a la morfología caótica que tiene el país, donde los espacios de superficies planas son insuficientes y los desniveles entre terraza van desde 1m a 12m ó más, respecto a ordenar o acomodar al actual desarrollo poblacional y el modelo de proliferación urbanístico prevaleciente. Estas experiencias han conllevado a desarrollar métodos, técnicas y soluciones apropiadas para dar respuesta al problema natural y técnico de los deslizamientos de taludes o laderas, su dinámica, está reflejada en las obras de mitigación en diferentes zonas del territorio nacional, donde las que se han aplicado, van desde muros artesanales hasta obras de retención de gran magnitud y complejidad tecnológica que requieren factores de seguridad apropiados por su costo de inversión. Así, se han utilizado, muros tradicionales hechos con mampostería de piedra, bloques huecos de concreto reforzado y muros macizos de concreto reforzado. Otros no tradicionales son de tierra armada o soil nailing, gaviones, y muros cajón. Así mismo, entre los artesanales están los de llanta de hule sin refuerzo o llantas reforzadas, en altura limitada que no sobrepasa los 4m en promedio<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 268.



## **1.2 Planteamiento del Problema.**

En El Salvador, la población y las técnicas, transforman constantemente las aéreas del entorno geográfico, para ofrecer más lugares donde vivir, pasos de vías de transporte, lugares de trabajo y recreación. Modifican la forma natural de los terrenos, ya que no siempre se pueden utilizar tal como se encuentra, con su relieve muy quebrado y baja calidad del subsuelo, así como lo accidentada que esté la superficie. Para poder aprovechar al máximo los espacios, se utilizan frecuentemente muros de retención, con el fin de no desperdiciar área de construcción, por la diferencia de niveles entre dos porciones de terreno, ya que los muros de retención soportan las fuerzas gravitatorias y los efectos dinámicos (empujes) de las masas de suelo, evitando que estas se deslicen una con respecto a otra en cada diferencia de nivel topográfico, una vez los terrenos habilitados contengan las construcciones, que transmiten las cargas que someten al suelo de fundación y que soportan las perturbaciones dinámicas como pequeñas o grandes vibraciones.

La construcción de muros de retención toma en cuenta los aspectos sociales y económicos, de la población beneficiada, costos de construcción, el problema a resolver, características físicas y mecánicas de los suelos que conforman los taludes y calidad de los suelos que los constituyen. Uno de los factores que más influyen en la construcción de los muros, es el costo que este implica, ya que el tipo de proyecto a realizar, determina el porcentaje que debe abarcar del presupuesto. Por ejemplo, en la construcción de un edificio el porcentaje debe estar entre 3% a 8% del costo total del proyecto, ya que lo importante, en si, es la obra civil, y no, la obra complementaria en la

que se convierte el muro de retención. Si el costo de una técnica, de protección, propuesta significa un porcentaje alto (15% a 20%) del costo total de un proyecto, se buscan otras técnicas que resuelvan la problemática de los deslizamientos de tierra de los taludes. Así mismo, si las empresas constructoras no están debidamente supervisadas, los materiales y mano de obra que utilicen no cumplen con las especificaciones técnicas mínimas exigidas, dejan latente el peligro de que ocurra un deslizamiento. El problema radica en qué tipo de muro de retención se necesita construir, acorde con la problemática a resolver, donde se garantice un factor de seguridad contra el deslizamiento, que sea económico, y la elección de la técnica apropiada, la cual, está directamente relacionada con los costos, por esa razón, se realizará una evaluación comparativa de costos directos entre dos técnicas constructivas utilizadas en el país, usando el tradicional muro de mampostería de piedra y el muro de tierra armada o soil nailing como una tecnología no tradicional, para determinar la dependencia existe entre el factor de seguridad y el costo de construcción con estas tecnologías, clásicas y las novedosas, para su adopción económica y segura.

### **1.3 Objetivos.**

#### **1.3.1 Objetivo General.**

- Evaluar comparativamente los costos de construcción de muros y sus tecnologías, tomando como base la estabilización, por efecto dinámico, de las masas de tierra en laderas o taludes aplicando la técnica tierra armada o soil

nailing, con respecto a las técnicas tradicionales, o muros de retención de mampostería o de concreto reforzado.

### **1.3.2 Objetivos Específicos.**

- Evaluar los costos de construcción de taludes aplicando técnicas y procesos de estabilización, como la técnica de tierra armada o Soil Nailing, tomando en cuenta los tipos de suelos existentes en el lugar.
- Elaborar costos de construcción para estabilizar taludes aplicando las Tierra Armada o Soil Nailing y los muros de retención tradicionales, tomando en cuenta procesos constructivos, materiales y demás recursos para su construcción, obteniendo costos unitarios y su implicación en los costos totales.
- Hacer una comparación técnica económica de los sistemas de estabilización de taludes, tierra armada o soil nailing y la construcción de muros de contención tradicionales.
- Aplicar los costos de construcción de la técnica soil nailing para el caso de un talud de altura promedio que generalmente hay en las carreteras del país.
- Hacer una propuesta para la elección del tipo de técnica a utilizar para la estabilidad de taludes basando en el estudio comparativo.

## **1.4 Alcances y Limitaciones.**

### **1.4.1 Alcances.**

- ▀ Evaluar y aplicar costos de construcción de técnicas de estabilización de taludes, comparando la técnica tierra armada o soil nailing, respecto a las técnicas que utilizan muros para la estabilización de taludes, considerando falla circular y un solo estrato de suelo, para hacer un ejemplo práctico de aplicación de un talud existente.

### **1.4.2 Limitaciones.**

- ▀ En cualquier caso de estudio, se prevé que exista un diseño para la solución, en base a la cual se hará una evaluación de los costos de construcción de los dos diferentes tipos de muros de tierra armada o soil nailing y los muros de mampostería tradicionales.
- ▀ El acceso a la información de campo que poseen profesionales en la construcción de las diferentes técnicas aquí evaluadas, es limitado, en el caso de la tierra armada o soil nailing, ya que es en el campo en donde se observan los parámetros y las consideraciones para elaborar costos reales lo más objetivo posible.
- ▀ Los muros de retención tradicionales que funcionan por gravedad, hay gran variedad. Se hará referencia a uno típico para fines de equivalencia y costo directo para efecto de comparación.

## **1.5 Justificación.**

Los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero del 2001 impactaron a la población y al ambiente en su geografía y fisiografía con los deslizamientos de tierra de las laderas de la colonia Las Colinas” en Santa Tecla, Departamento La Libertad, fallando por causas de inestabilidad y condición de la estructura natural de tierra, así mismo, el talud de la curva “La Leona” ubicado en el Km 54 de la carretera panamericana en San Vicente, este colapsó. Numerosos taludes y laderas fallaron, provocando derrumbes en la zona central del país tales como los de Comasagua, Carretera a los Chorros, la zona del Lago de Ilopango y las orillas del Río Jiboa.

Por la falta de superficies planas en zonas para construir, es común que se construyan muros de retención, mediante las cuales se logra la recuperación de espacios, para poder desarrollar proyectos de infraestructura, y aprovechar al máximo el terreno donde se designa realizar una obra civil, haciendo cortes y rellenos. En la actualidad, se considera que el costo de utilización de muros de retención para la estabilización de taludes, no debe ser muy alto, ya que estas obras de protección son obras complementarias que, dependiendo del tipo de proyecto que se vaya a realizar, así será su relevancia. Para reducir los costos de construcción de muros, se utilizan técnicas que no poseen un factor de seguridad alto para resolver la problemática, ya que estas obras pueden resultar en un alto costo para las empresas constructoras. Al hacer una evaluación de costos comparando la técnica tierra armada o soil nailing y la técnica tradicional de los muros de retención de mampostería de piedra o bloque de concreto, se llega a establecer cuál técnica es la que posee un balance entre factor de seguridad alto y costos de construcción

y mantenimiento bajos. Otro factor importante que motiva esta investigación es la poca bibliografía existente para aplicación práctica y criterios de sustentación, principalmente, en materia de costo de estas técnicas a estudiar, sobre todo, la técnica de tierra armada o soil nailing, ya que es una técnica nueva y que en la actualidad se está utilizando mucho en el país.

## **1.6 Muros de retención.**

### **1.6.1 Ambiente de aplicación de la estabilización de taludes y laderas.**

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivo<sup>3</sup> que afectan a los humanos en sus asentamientos de permanencia, causando miles de muertes y daños en las propiedades, por valor de decenas de billones de dólares cada año<sup>4</sup>. La mayoría de pérdidas por deslizamientos de tierra son evitables si estos se identifican con anterioridad y se toman acciones para su prevención o control contra los desastres que provocan. Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a problemas por deslizamientos de tierra, debido a que, generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia, topografía, sismicidad, composición geológica geotécnica y estructura de los suelos, meteorización de las rocas y lluvias intensas. Además, las modificaciones que la población humana realiza para la construcción de las obras civiles, en los lugares de asentamientos desde las áreas más bajas hasta lo más alto en laderas, hasta lo más alto en las cimas.

---

<sup>3</sup> En el Salvador, el 8 de noviembre de 2009 provocó pérdidas mayores que 300 millones de dólares la tormenta Iran asociada con otro sistema de tormentas, llovió más de 200 milímetros.

<sup>4</sup> Suárez Díaz, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. pág .1.

La aplicación de la estabilización en taludes y laderas se hace por la construcción de distintas obras civiles, por ejemplo: carreteras, autopistas túneles, presas, gasoductos, urbanizaciones, y en terrenos con topografía quebrada. Es sumamente necesario conocer el terreno, en relación con sus fallas o deslizamientos de tierra, o sea, la dinámica geológica, que pueden representar grandes riesgos naturales, por ejemplo, los efectos debido a movimientos sísmicos.

#### **1.6.2 Definición de muro en relación con las tecnologías existentes y el problema a resolver, en taludes y en laderas.**

Un muro de retención, es una estructura de pantalla rígida, preferiblemente, o flexible, para retener masas de tierra, cuando las condiciones del suelo y ambiente del lugar no permiten que estas asuman libremente sus pendientes naturales. Además tienen sección compuesta por geometría regular, a propósito, para formar un prismoide apropiado con la altura y la longitud del talud a retener. Por ejemplo, al obtener el ancho de una excavación, debido al corte o terraplén que lo contiene, sus laterales están restringidos por el derecho de vía fijo en una carretera o vía farrea.

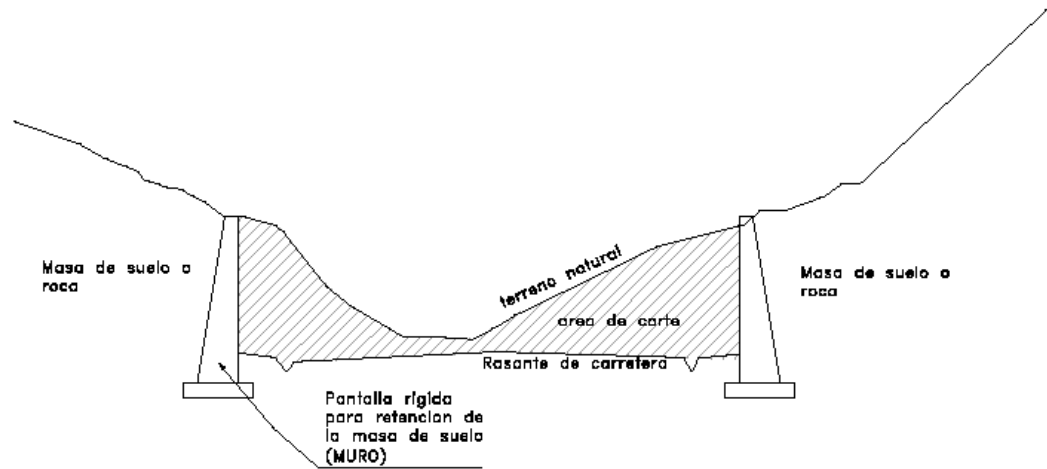


Figura 1. 1 Corte en una carretera con muros laterales.

Similarmente, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y retener el suelo, de su alrededor. Para dar estabilidad a la masa de tierra a retener, se toman en cuenta los costos y la tecnología que mejor se aplique al caso. Existe una variedad de muros de retención, cada tipo, definido en relación con las tecnologías que se aplican para producirlo, según el caso a resolver. Por ejemplo, el muro de gavión es un muro que no sólo puede retener una masa de suelo sino también se utiliza, en las orillas de los ríos haciendo la borda, que restringe el ensanche del cauce en su sección transversal, ver Figura 1. 2.





Figura 1. 2 Gaviones a la orilla de un río.

También, los muros se definen en función del problema a resolver, por ejemplo en las carreteras, donde hay que respetar el derecho de vía, para ello, es necesario realizar cortes en el terreno dejando taludes muy inclinados (45 a 90 grados) y cuando las masas de suelo son inestables en condición natural, comúnmente, se utilizan muros de retención, para estabilizarlos oponiéndose a la pendiente y estos funcionan por gravedad. Ver Figura 1. 1 y Figura 1. 3.

#### **1.6.2.1 Elementos de un muro de retención.**

Independientemente del tipo de muro y los materiales de los cuales esté construido, todo muro está conformado por los elementos siguientes, indicados en la figura 1.2.

- **Pantalla y Base.** Son las dos losas que conforman el muro. La pantalla es vertical, está constituida por la corona o ancho superior y la base; el frente, es la parte vista del muro, el cual soporta parte de la presión de la masa de suelo que ayuda a su estabilidad, debido a la inclinación de la superficie, la cual se robustece y rigidiza al mejorar su geometría. El respaldo, es la parte no vista del muro que está inclinada respecto a la vertical, soporta el empuje del suelo (relleno). El

pedestal o losa de cimentación del muro, es la que transmite al suelo la presión vertical que él ejerce. Ver Figura 1. 3.

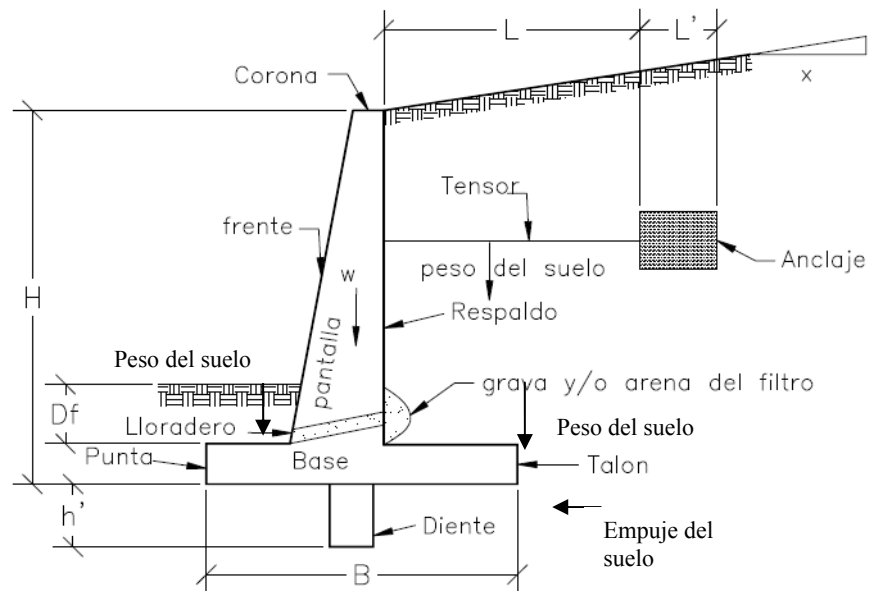


Figura 1. 3 Elementos de un muro de retención.

- **Talón y Punta.** Estos conforman los extremos del pedestal o losa de base del muro, sobre la punta se encuentra parte de la masa de suelo que ayuda a la estabilidad del muro y en el otro extremo de la base se encuentra el talón, que soporta parte de la masa de suelo que retiene el muro. Ver Figura 1. 3.
- **Drenajes.** Son elementos que ayudan a evitar la inestabilidad del muro a causa del agua lluvia acumulada en invierno u otras condiciones de humedad que saturan al suelo de relleno e incrementan la presión sobre el muro. Comúnmente, se utilizan lloraderos y tubos perforados (flautas) de drenaje. Ver Figura 1. 3.

- Tensor. Generalmente, son cables de acero que se introducen en la masa de suelo que se encuentra retenida por el muro. Estos se encuentran amarrados a la pantalla en el paramento interior o respaldo, y en la mayoría de casos en su otro extremo se colocan los anclajes. Ver Figura 1. 3.
- Anclajes. Son elementos generalmente de forma prismoidal, que se encuentran a cierta distancia de la pantalla del muro y a determinada profundidad con respecto al nivel del terreno de la masa de suelo retenida, dispuestos horizontalmente. Están unidos a la pantalla del muro por medio de un tensor, juntos forman un mecanismo que evita la falla por volteo del muro. Ver Figura 1. 3.
- Diente. Este elemento se usa para incrementar la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro, comúnmente, es llamado dentellón de base y usualmente, el diente se construye debajo de la losa de base en dirección de la pantalla hacia abajo y lleva dentro parte del hierro de refuerzo principal. Ver Figura 1. 3.

#### **1.6.2.2 Factores que generan costos en los taludes.**

En los costos de la estabilidad de taludes, influyen los siguientes factores. Factor natural, la meteorización es causante de la fragmentación de la roca originando el deterioro de los macizos en laderas, y cualquier alteración de los suelos y su degradación, hasta llegar a generar suelos residuales o saprolíticos. Ver Figura 1. 4.

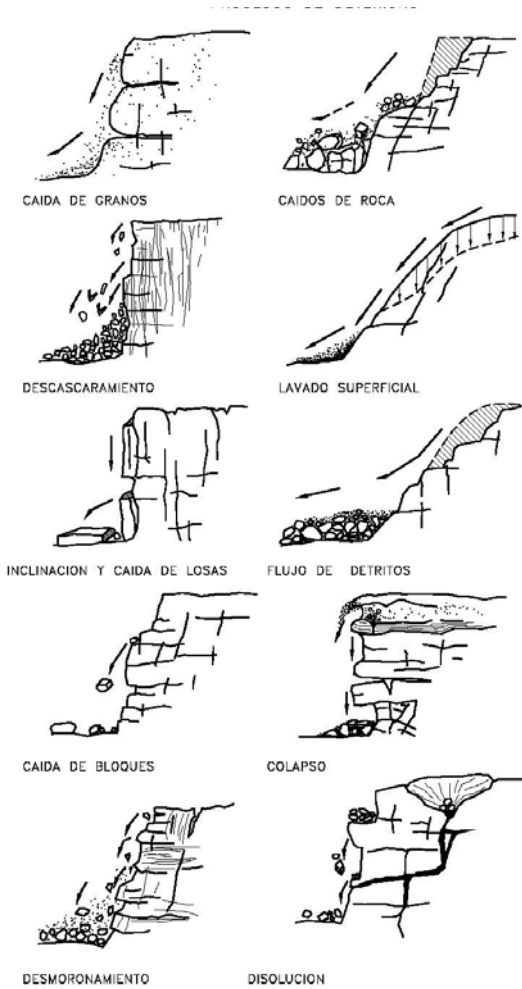


Figura 1. 4 de deterioro de macizos rocosos.

La geología del la zona, el tipo de formación geológica del lugar, puede ser un problema muy severo, donde la estabilidad del terreno implica obras diferentes en muros o taludes, como en el caso de la colonia las Colinas en Santa Tecla, en una área de la cordillera del bálsamo, donde después del terremoto del 13 de enero de 2001 se observó un deslizamiento de tierra con grandes dimensiones, demostrando que la zona es inestable y propensa a continuos deslizamientos de tierra causados por la alteración, dinámica del suelo, por sismos o por efectos de la lluvia intensa. Entre el 7 y el 8 de noviembre de

2009, en la ciudad de verapaz, al pie del volcán de San Vicente, un deslave la arrasó al volverse inestable la ladera.

Tipos de suelo del lugar. Al realizar una obra civil, por ejemplo, una carretera, una urbanización o cualquier otra obra, se encuentran diferentes tipos de suelos y rocas, los cuales tienen distintas propiedades físicas y mecánicas. Así, la resistencia al corte, da la inclinación máxima que puede tener un talud, los suelos con resistencias bajas requieren tratamientos especiales para su estabilización por medio de algunos de los procedimientos y uso de algún material para mejorar las propiedades mecánicas del suelo, dependiendo del tipo de obra a realizar y sus propias características. La mayoría de estas técnicas para estabilización de suelos son costosas, debido a la complejidad del diseño o la construcción.

### **1.6.3 Principios técnicos en los que se basa la existencia de los muros de retención.**

Estabilidad. La función mecánica principal de un muro es, que al retener un talud o una ladera equilibrar las fuerzas actuantes del talud de tierra por su propio peso, cargas impuestas, y fortuitas. En general, las fuerzas actuantes contra un muro de retención para que este se mantenga en la misma posición donde se construye, con su sección estructural a lo largo de toda su longitud, se pueden calcular para un segmento unitario de longitud, un metro de muro en la dirección normal al plano del papel. Las fuerzas a tomar en cuenta para el análisis de la estabilidad de un muro con su relleno de tierra son las siguientes:

- El peso propio del muro. Esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, se calcula subdividiendo la sección en áreas parciales.

- La presión del relleno sobre el respaldo del muro. Esta va acompañada con su respectiva intensidad y distribución, colocada siempre perpendicular al paramento interno del muro.
- La componente normal de las presiones en la cimentación. Se considera linealmente distribuida a lo ancho de la base desde la punta al talón, dando lugar a un diagrama trapezoidal. Y la resultante vertical de estas presiones actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.
- La componente horizontal de las presiones en la cimentación. La distribución de estas presiones horizontales va en el paramento externo, generalmente enterrada y es causante del empuje pasivo.
- Fuerzas verticales. Son las cargas que soporta un muro en su corona, por ejemplo, las sobrecargas y vibraciones que implican los puentes, deben ser consideradas.
- Sobrecargas del relleno. Se consideran uniformemente distribuidas o puntuales sobre el relleno, causadas por elementos como estructuras cimentadas en el relleno.
- Las fuerzas de filtración y otras debidas al agua. Si se permite el paso o la acumulación libre de agua detrás del muro, se generarán presiones hidrostáticas sobre él, independientes de la calidad del relleno, en este caso, se reduce la presión debida a la tierra por efecto del peso específico sumergido. Sin embargo, esta condición debe ser analizada durante el diseño del muro.

- Las subpresiones. Cuando el drenaje debajo de la cimentación de un muro es insuficiente, incorrecto, o tiene desperfectos, se almacena agua en esa zona. Si la base de cimentación es impermeable, arcilla, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro, produciendo socavaciones o licuación del suelo.
- Las vibraciones. Producidas por el paso del tráfico sobre los caminos o las líneas férreas, maquinaria pesada en funcionamiento u otras causas, estas pueden incrementar las presiones contra los muros cercanos.
- Sismos. El efecto de los movimientos sísmicos puede aumentar momentáneamente las presiones laterales en el paramento interno de un muro. Para ello, es necesario, durante el diseño calcular los empujes combinados. Por ejemplo, utilizando la teoría de Mononobe Okabe<sup>5</sup>, <sup>6</sup>.
- Humedad. Las expansiones del relleno debido al cambio de humedad. Estas son frecuentes en rellenos arcillosos, en los que la expansión produce un aumento en las presiones laterales sobre el muro.
- La acción de las heladas. Cuando el drenaje no es adecuado, se acumula agua en el relleno de un muro y en condiciones climáticas extremas, el agua se congela, aumentando su volumen y causando excesos de presiones laterales, afectando la estabilidad del muro. En el país, no se tienen tales efectos, ya que es un clima tropical.

---

<sup>5</sup> MOP - Norma Técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes. cap. 5. sección 5.3.2.

<sup>6</sup> Braja Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta Ed. 1999. pág. 358.

- Empuje activo. Es la fuerza o presión principal, que lateralmente ejerce la tierra que retiene el muro, sobre este en su respaldo
- Empuje pasivo. Este contrarresta la acción del empuje activo, y es producido por una porción de terreno que absorbe la acción producida por la estructura, desde la cota de fundación, a la cota más baja de terreno donde existe la diferencia de niveles a salvar aplicada en el paramento externo. Estas fuerzas, deben formar un sistema de equilibrio para estabilizar al muro.
- Las expansiones del relleno debido al cambio de humedad. Estos problemas son frecuentes en rellenos arcillosos en los que la expansión produce un aumento en las presiones laterales sobre el muro.
- Seguridad. Al construir un muro, este no sólo resistirá todas las fuerzas que actúan sobre él, sino que se mantendrá en equilibrio estable con el fin de evitar que la resultante de todas las fuerzas causen volteo, deslizamiento o asentamientos. En general, el valor del empuje pasivo no se toma en cuenta en los cálculos de factores de seguridad, ya que favorece la estabilidad.
- Seguridad al volteo. Todo muro, tiende a volcar por la arista de la base del intradós debido al empuje activo. Este lo produce la componente horizontal del empuje activo que ocasiona un momento de volteo. El peso propio del muro, así como la componente vertical del empuje tienden a equilibrar el efecto de vuelco. El muro es seguro ante el vuelco cuando los momentos estabilizadores tomados con respecto a la arista en el extremo inferior de la punta, divididos entre el momento de vuelco, da como cociente un resultado mayor o igual que 1.5 para



suelos granulares, y para suelos cohesivos un valor mayor o igual que 2.0. Los valores 1.5 y 2.0, constituyendo los correspondientes factores de seguridad contra el volteo del muro, en condición estática.

- Seguridad por deslizamiento. Otra forma en que un muro puede fallar es debido a un deslizamiento horizontal, debido a la componente horizontal del empuje activo. Para evitar el deslizamiento, es necesario asegurar que las fuerzas que contrarrestan el empuje activo, las cuales son el empuje pasivo y la fuerza de fricción, sean mayores. Para ello, se considera un factor de seguridad de 1.2 para el cálculo de empuje sísmico combinado y 1.5 cuando no se incluye el empuje por sismo<sup>7</sup>.
- Seguridad por capacidad de carga. La presión vertical tal como se transmite al suelo a través de la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo, para ello, se utiliza un factor de seguridad de 3.0<sup>8</sup>

### **1.6.3.1 Teorías en las que se basa el cálculo de la estabilidad de los muros de retención.**

Los taludes verticales o casi verticales, de suelo inestable o estable<sup>9</sup>, son soportados por muros de retención, o cualquier otra estructura similar capaz de retener los empujes del

---

<sup>7</sup> Tomado de Norma Técnica Salvadoreña para diseño de cimentaciones sección 5.3.11

<sup>8</sup> Tomado de Braja Das Principios de ingeniería de cimentaciones cuarta ed. Sección 7.4

<sup>9</sup> En condición libre de carga o portando local o permanentemente algún peso y el propio, cualquier talud vertical o casi vertical, después que su inclinación sobrepasó el ángulo de reposo de la masa de suelo, se volverá inestable en cualquier momento o condición y fácilmente cederá ante cualquier perturbación interna (aumento de humedad) y externa (sismicidad, otras vibraciones, erosión). Sólo las buenas condiciones físicas y mecánicas del suelo no garantizan estabilidad, entonces es necesario un muro de

suelo, para evitar la falla de la masa de suelo. El diseño de esas estructuras requiere la estimación de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores, tales como: a) el tipo y magnitud del movimiento de los muros, b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, c) el peso específico del suelo y d) la condiciones de drenaje en el relleno.

La Figura 1. 5 muestra un muro de retención de altura  $H$ . Para tipos similares de rellenos:

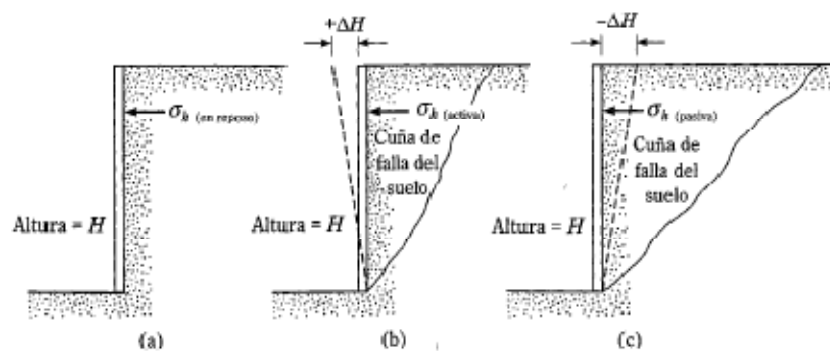


Figura 1. 5 Naturaleza de la presión lateral de tierra de un muro de retención.

- El muro está restringido contra movimiento (Figura 1. 5a). La presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad, es la presión en reposo.
- El muro se inclina respecto al suelo retenido (Figura 1. 5b). Con suficiente inclinación del muro, la falla será una cuña triangular de suelo, detrás del muro. La presión lateral para esta condición es la presión activa (Hipótesis de Coulomb 1773)

---

retención u obra de estabilización, preventivamente respecto a seguridad y duración en buen estado de las obras, así como la tranquilidad de no riesgos para la población.

- El muro empujando hacia el suelo retenido (Figura 1. 5c), este fallará, formando una cuña de suelo. La presión lateral para esta condición es la presión pasiva.

### 1.6.3.1.1 Teoría de Rankine.

La teoría de Rankine desarrollada en 1858; para el cálculo de los empujes de suelo, se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado estado Rankine, en el cual, presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de  $45^\circ \pm \Phi/2$  con la horizontal. Para el caso de un muro sin fricción, y el relleno es un suelo granular ( $c=0$ ). Ver Figura 1. 6, a cualquier profundidad  $z$ , la presión activa de Rankine se expresa como:

$$\sigma_a = \gamma_s z K_a \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Para la cual,  $\gamma_s$ : es el peso específico del suelo de relleno;  $z$ : es la profundidad; y  $K_a$ : es el coeficiente de presión activa, de Rankine, el cual está definido mediante la siguiente expresión:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}, \quad \text{Ecuación 1.2}$$

La fuerza total por longitud del muro es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad , \quad \text{Ecuación 1.3}$$

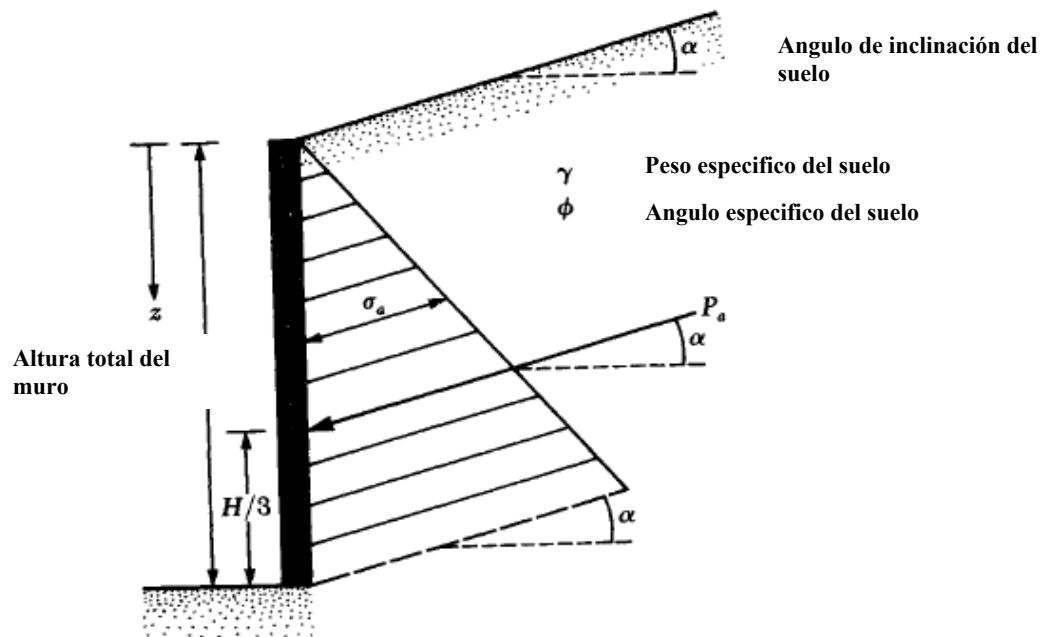


Figura 1. 6 Notación para la presión activa de rankine.

En este caso, la dirección de la fuerza resultante,  $P_a$ , está inclinada un ángulo  $\alpha$  con la horizontal y cruza el muro a una distancia de  $H/3$  desde la base del muro.

Para un muro de retención vertical, sin fricción (Figura 1. 6), con un relleno granular ( $C=0$ ), la presión pasiva, de Rankine, a cualquier profundidad ( $z$ ) se determina de manera similar, como se hizo en el caso de la presión activa, así.

$$\sigma_p = \gamma z K_p \quad , \quad \text{Ecuación 1.4}$$

y la fuerza pasiva:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad , \quad \text{Ecuación 1.5}$$

donde:

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad \text{Ecuación 1.6}$$

Igual que en el caso de la fuerza activa, la fuerza resultante,  $P_p$ , está inclinada un ángulo  $\alpha$  con la horizontal y cruza el muro a la distancia de  $H/3$  desde el fondo del muro.

### 1.6.3.1.2 Teoría de Coulomb

Los cálculos de la presión activa de la tierra, según Rankine, se basaron en la hipótesis de que entre la fundación del muro y el suelo no existe fricción. Charles Augustín Coulomb, en 1773, propuso su teoría para calcular la presión lateral del suelo sobre un muro de retención con relleno granular, tomando en cuenta la fricción entre el suelo y el muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de Coulomb, se considera un muro de retención con su espalda inclinada un ángulo  $\beta$  respecto a la horizontal, como muestra la figura 1.6. El relleno es un suelo granular que se inclina un ángulo  $\alpha$  con la horizontal y  $\delta$ , es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro, es decir, el ángulo de fricción del muro.

Bajo presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura 1.6. Coulomb supuso que, en tal caso, la superficie de falla en el suelo sería un plano (por ejemplo, BC1, BC2, etc.), esta es:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad , \quad \text{Ecuación 1.7}$$

donde  $K_a$ : es el coeficiente de presión activa, de Coulomb, o sea:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}, \quad \text{Ecuación 1.8}$$

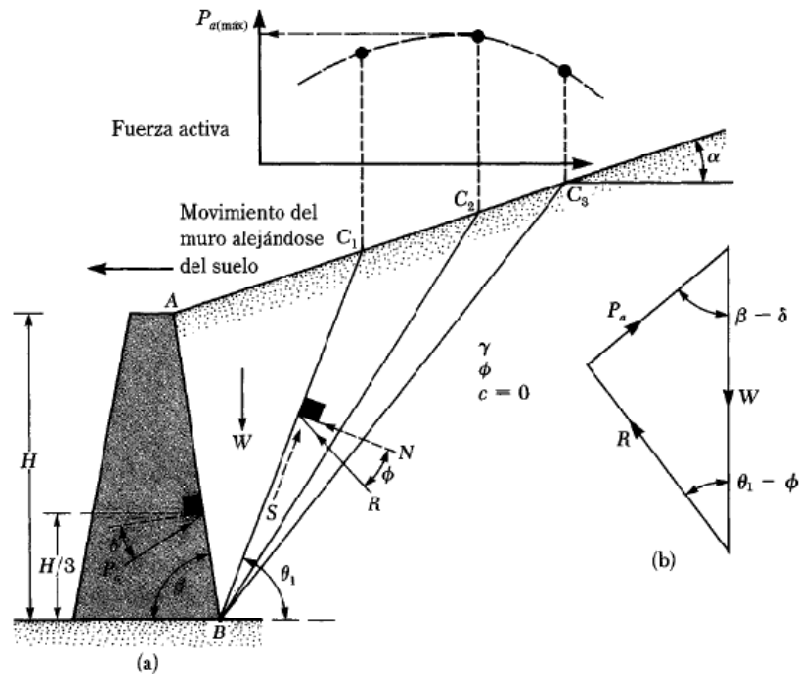


Figura 1. 7 Presión activa de Coulomb.

Entonces, para hallar la fuerza activa por ejemplo, considere en la Figura 1. 6, una posible cuña de falla de suelo ABC1. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña ABC1 por unidad de longitud en un ángulo recto a la sección transversal mostrada, son las siguientes:

1. El peso  $W$  de la cuña.
2. La resultante,  $R$ , de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie BC1. La fuerza  $R$ , estará inclinada un ángulo  $\phi$  respecto a la normal a la superficie BC1.

3. La fuerza activa por longitud unitaria del muro,  $P_a$ . La fuerza  $P_a$  estará inclinada un ángulo  $\delta$  respecto a la normal al respaldo del muro.

De forma similar, se define el empuje pasivo cuando el muro se mueve hacia la masa de suelo. Para este caso, las expresiones para calcular el empuje pasivo son las siguientes:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2, \quad \text{Ecuación 1.9}$$

donde:  $K_p$  es el coeficiente de presión pasiva de coulomb.

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}, \quad \text{Ecuación 1.10}$$

#### 1.6.4 Tipos de muros de retención y su uso.

Los muros de retención, generalmente se utilizan para detener masas de tierra en diferencias de elevación u otros materiales naturales insitu, como el caso de minas. Cuando no cumplan las condiciones requeridas de buena estabilidad o son mecánicamente inestable, por ejemplo, cuando las masas de tierra fallan en condición natural<sup>10</sup>. Tales condiciones se presentan, por ejemplo, cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén, está restringido por condiciones de propiedad, se prevé su falla y la utilización de la estructura o economía. Así mismo, en la construcción de vías

---

<sup>10</sup> Predominando las causas como la estructura y composición de las masas de suelo, sus propiedades físicas, mecánicas y químicas mineralógicas y su interacción (factores endógenos) así mismo, la vegetación y arborización y la pendiente, que morfológicamente ya moldeado la superficie por los efectos de viento y lluvia (factores exógenos). Los factores que evolucionan y transforman el medio natural y sus manifestaciones como las fallas de masas de suelo desfavorecen el uso de ellos en obras de ingeniería y permanencia de personas en esas aéreas o lugares.

férreas o de carreteras el derecho de vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho.

Los muros de retención son de varios tipos, ver Figura 1. 8. El muro de gravedad (Figura 1. 8a) retiene la tierra únicamente con su propio peso. El muro de concreto reforzado en voladizo (Figura 1. 8b) consta de un cuerpo vertical que retiene la tierra y se mantiene en posición apoyado en la zapata o losa base, en este caso, el peso del relleno por encima del talón, además del peso propio del muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Puesto que el cuerpo trabaja como un elemento estructural en voladizo vertical, el espesor requerido aumenta, rápidamente, con el incremento de la altura del muro, y para reducir los momentos flectores, los muros verticales de gran altura, utilizan contrafuertes (Figura 1. 8c), espaciados entre si a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro.



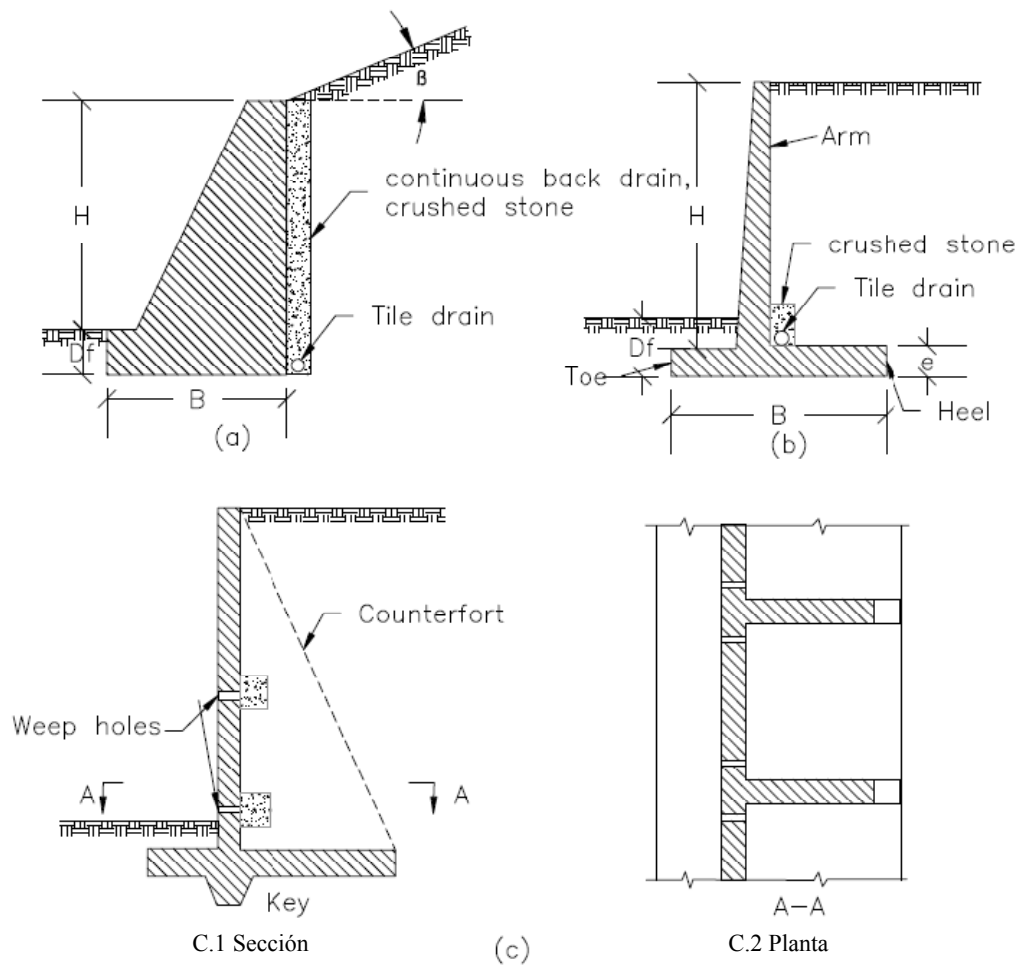


Figura 1. 8 Diferentes tipos de muros de contención.

Los principales tipos de muros de retención son los siguientes:

#### 1.6.4.1 Muros de gravedad.

- Son los que con su propio peso contrarrestan el empuje del terreno, debido a su geometría y sus dimensiones, prácticamente no generan esfuerzos o momentos flectores, por lo que no suele tener refuerzo, ver Figura 1. 8a. Este tipo de

construcción no es económico para muros altos, se utilizan hasta alturas de 6m<sup>11</sup>.

Los muros de gravedad, a su vez pueden clasificarse en:

- Muros de hormigón en masa. Cuando es necesario, se arma el pie (punta y/o talón). Ver Figura 1. 8.
- Muros secos de mampostería de piedra. Estos son rocas o piedras arregladas con o sin material ligante, siguiendo una geometría requerida capaz de contrarresta los empujes del terreno. Figura 1. 8.
- Muros de gaviones. Son cajas de malla metálica en forma de paralelepípedo, que en su interior contienen roca o piedra cuarta bien distribuidas y con dimensiones variables, que funcionan como un muro por gravedad.
- Muros prefabricados o de elementos prefabricados. Hay de varios tipos, pero se pueden realizar mediante bloques de concreto previamente fabricados, espigones, por ejemplo los siguientes:
  - Muros aligerados. En estos, los bloques se aligeran haciéndolos huecos para el ahorro de material, reducción de peso, y otros propósitos constructivos.
  - Muros jardinera. Los bloques huecos de un muro aligerado se disponen escalonadamente, y en ellos se introduce tierra y se siembra plantas, se produce el muro jardinera, que resulta mucho más estético.

---

<sup>11</sup> Terzagui y Peck 1973.

#### **1.6.4.2 Muros estructurales o de concreto reforzado**

Son muros de concreto, fuertemente armados con hierro de refuerzo. Presentan ligeros movimientos de flexión y dado que el cuerpo o pantalla trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Presentan un saliente o talón sobre el que se apoya parte del terreno, de manera que el muro y terreno trabajan en conjunto. Figura 1. 8b.

En ocasiones, en muros estructurales verticales con alturas mayores que 6m se presenta excesiva flexión. Para evitar este problema surge, el muro con contrafuertes, en los que se colocan elementos estructurales (contrafuertes) en la parte interior del muro, donde se localiza el suelo de fundación, suelen estar espaciados entre sí a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro. Figura 1. 8d.

En ocasiones, para aligerar el contrafuerte, se colocan elementos con un tirante (cable metálico) para que trabaje a tracción. Surgen así los muros atirantados o anclados a través de vigas de concreto reforzado o cable de acero, y un anclaje de forma prismática hecho de concreto simple o reforzado.

#### **1.6.4.3 Muros de tierra armada y de suelo reforzado**

La técnica tierra armada, conocida como Soil Nailing, también, es un método que permite tratar los taludes de diversos tipos de suelos y rocas, donde se hace necesario dejar un corte de suelo auto soportante y estable en el tiempo, con ángulos casi verticales.

Esta técnica<sup>12</sup> consiste en reforzar el terreno con anclajes de cable o de barras de acero y tuberías, y unir estos dispositivos en cabeza mediante un muro de hormigón armado, que generalmente es un pantalla de concreto lanzado. Ver Figura 1. 9.

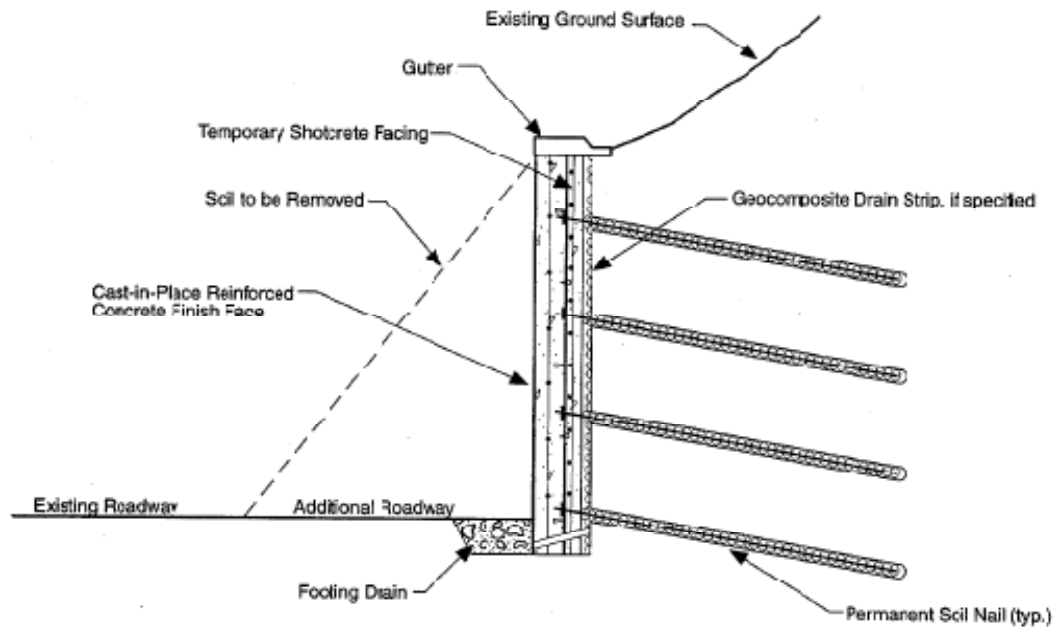


Figura 1. 9 Componentes del muro soil nailing.

La Figura 1. 9 muestra los componentes del muro soil nailing, los cuales son:

Anclajes: estos son introducidos en el suelo a retener, su profundidad varía, según el diseño y están hechos de acero.

Pantalla de concreto lanzado: la pantalla ademe, de este tipo de muro, es de concreto lanzado, la cual ayuda a la estabilidad, y sobre todo, protege de la erosión.

Drenajes. Este se hace por medio de tuberías que traspasan la pantalla de concreto lanzado dando lugar a que el agua que se infiltra, pueda ser liberada y no altere la estabilidad del muro. También, poseen otra estructura de drenaje, esta se encuentra en la

<sup>12</sup> Ver detalle en el capítulo III.

parte inferior y es una canaleta que recoge y evacua el agua que llega en la parte superior del talud.

### **1.6.5 Obras que implican uso de los muros de retención**

Los muros de retención, son usados extensamente en varios casos, vías del tren (terraplenes), canales, diques, carreteras, puentes, pasos desnivel, túneles y otras construcciones civiles. Entre los usos más comunes son los siguientes:

- Carretera o vías del tren a través de una pendiente, para elevar un tramo (terraplén), cuando existen cortes y proteger los paramentos como las paredes de canales.
- Cuando se previene, que las aguas de un río no se desborden, se usa el muro de inundación, este puede ser de distintos materiales como piedras o rocas simplemente arregladas o gaviones.
- Como soporte de un relleno en la proximidad de un puente.
- Para soportar el relleno de tierra adyacente a un edificio.
- Para retener materiales in situ, terrosos, grava, arena, o materiales de minas.
- Para la unión de un relleno de tierra y la sección de mampostería de un dique.

### **1.6.6 Clasificación de los muros de retención.**

Según su diseño:

- Muros con Talón y Puntera. Para construir este muro es necesario sobrepasar la línea de edificación, a nivel de los cimientos. Ver Figura 1. 8b.
- Muros sin Talón. Por lo general, al construirlo resulta con un aumento de dimensión en la puntera de la zapata.

- Muros con Talón. Igual que el primer caso, necesitan sobrepasar la línea de edificación. El resultado es similar al muro sin talón, con la diferencia que presenta una mejor solución ante inestabilidades por posible vuelco.

Según su función se usan para:

- Retención de tierras. Cuando el muro se destina a retener taludes y laderas, éstos, por lo general, son masas de tierras; la impermeabilización y el drenaje son dos aspectos importantes para controlar el paso de agua al subsuelo en los terrenos al natural.
- Retención de líquidos: para esta función, es necesario conseguir la continuidad del concreto, a fin de lograr una buena impermeabilización. Para ello, se efectúa un vibrado con un control adecuado, para evitar huecos y juntas. También, pueden ser de mampostería de piedra, siempre que se tenga cuidado al construir la estructura, en la coloración de las piedras y en la calidad del mortero como material ligante.

Según su Forma de Trabajo:

- Muros de contención por gravedad. Soportan los empujes con su peso propio, ver Figura 1. 8a. Los muros construidos con concreto en masa o de concreto ciclópeo, por ser más pesados, constituyen muros de gravedad, ya que contrarrestan los empujes con su propio peso. Las acciones que reciben, se aplican sobre su centro de gravedad. Este tipo de muro de retención de gran volumen, se realiza de poca altura hasta 6m y con una sección constante, recta,

trapezoidal o prismoidea y también existen los de tipo escalonados, rectos o curvos, según su forma activa o pasiva de trabajo.

- Muros de retención ligeros (trabajan por flexión). Debido a los esfuerzos de flexión que genera, la construcción se efectúa con concreto armado, y la estabilidad está en relación con la gran resistencia del concreto,  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  y su densidad. El diseño del muro debe impedir que este flexione, y produzca desplazamientos horizontales o vuelco y hundimientos, ya que debido a los empujes, el muro tiende a deformarse. En la flexión, aparecen esfuerzos de tracción y compresión. Por ello, existen formas particulares para disponer las armaduras de hierro en estos muros, para garantizar su estabilidad, seguridad y funcionamiento. Ver Figura 1. 10b.

### **1.6.7 Geometría de los muros de retención**

Al diseñar muros de retención, inicialmente se debe suponer algunas dimensiones y geometría propia, a esta propuesta inicial se llama proporcionamiento o predimensionamiento, lo cual, permite revisar su estabilidad<sup>13</sup>. Si las revisiones por estabilidad dan resultados que no cumplen los objetivos de la solución ni los factores de seguridad, se vuelven a revisar, mejorando el proporcionamiento inicial. La Figura 1. 10 muestra la geometría general de varias componentes de muros de retención usados para las revisiones iniciales.

---

<sup>13</sup> Bowles, J. Soil Design. 2a Ed. Serie Student Kogakusha. Japon. 1982.

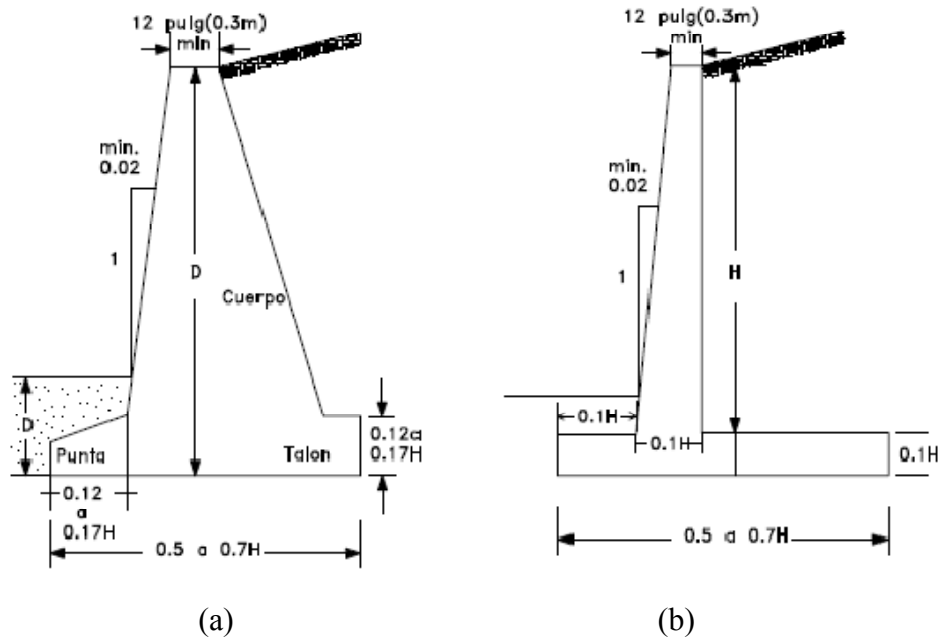


Figura 1. 10 Dimensiones aproximadas para varias geometrías de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad: a) muro de gravedad; b) muro en voladizo (la dimensión mínima del desplante  $D$ , es 2 pies)<sup>14</sup>

La parte superior de cualquier muro de retención debe ser mayor que 12 pulg (0.3 m) para colocar apropiadamente el concreto. La profundidad, de desplante  $D$ , hasta la base de la losa, debe tener por lo menos 2 pies (0.6 m). Sin embargo, el fondo de la losa de base debe situarse debajo de la línea de falla y la de congelamiento estacional en lugares fríos<sup>15</sup>.

Para muros de retención con contrafuertes, Figura 1. 8c. La proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para muros simplemente en voladizo. Sin

<sup>14</sup> Braja Das Principios de ingeniera de cimentaciones Cuarta Edición pág. 389.



embargo, las losas de los contrafuertes, su espesor, es de 12 pulg (0.3m), y estan espaciadas a distancias de centro a centro, entre 0.3H Y 0.7H.<sup>16</sup>

### **1.6.8 Estudios geotécnicos a realizar para muros de retención**

Antes de diseñar un muro de retención, es necesario hacer un estudio geotécnico, exactamente donde se construirá la fundación del muro de retención<sup>17</sup>, para conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y demás condiciones a las que permanecerá sometido, y funcionando como tal. Estas son:

- Granulometría. Los distintos diámetros de los granos que componen la estructura del suelo. ( $\phi$ )
- Límites de consistencia o límites de Atterberg. Para conocer los límites líquido (LL), Límite plástico (LP) y límite de contracción (LC).
- Clasificación de suelos. En ingeniería hay dos tipos más usados convencionalmente, el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), utilizado para suelos de cimentación, y el sistema de la AASHTO utilizado para conformar las capas de los pavimentos de las carreteras pavimentadas.
- Contenido de Humedad. Da la cantidad de agua que tiene el suelo insitu expresado en porcentaje de humedad contenida. ( $\omega\%$ ).
- Capacidad de carga (q). Es la carga por unidad de área que el suelo puede resistir, determinada mediante algunas teorías, por ejemplo, la teoría de Terzaghi, Meyerhof. Ver 2.4.4.3.

---

<sup>16</sup> Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág. 389.

<sup>17</sup> Ningún otro lugar, sustituirá los valores de los parámetros encontrados para el diseño de la fundación y su desplante, así mismo, para estimar su estabilidad en la base por capacidad de carga y asentamiento o la interacción suelo estructura.

- Resistencia al corte del suelo ( $f$ ). Se puede conocer por medio de diferentes ensayos como el ensayo de corte directo o el ensayo triaxial. Para los cuales se obtiene la ley de resistencia del suelo al corte.

#### **1.6.8.1 Calidad de los suelos, in-situ, a retener con muros.**

Para la construcción de los muros de retención, es necesario que el suelo bajo su fundación tenga la resistencia requerida ( $q_{ad}$ ), debido a que las formas posibles de falla de un muro no sólo son por deslizamiento y volteo sino también por capacidad de carga ( $q_{ad} > q_{req}$ ); es decir, que si el suelo bajo el cimiento del muro no es capaz de soportar la carga que este le transmitirá, se presentarán asentamientos diferenciales no tolerables o hundimientos que pueden dar origen a deformaciones y grietas, provocando el colapso de la estructura. El envejecimiento o la edad de la estructura en servicio, podrá generar, pequeños, grandes o muy grandes desplazamientos verticales totales o locales. Para evitar estos problemas, es necesario que el suelo de fundación posea la resistencia adecuada. En algunos casos, los estratos de suelos con resistencias altas se encuentran a gran profundidades, por ejemplo, mayor que 6m ó cuando el N de la prueba SPT sea mayor que 25 golpes, y al lograr llegar a transmitir las cargas de la estructura hasta ellos, resulta complicada y costosa. Por eso, dependerá del tipo o requerimiento y peso de la estructura a colocar, para optar por mejorar las condiciones mecánicas del suelo antes que otra relación más complicada y costosa, logrando así, una mejor calidad y resistencia del suelo. Una de las formas para determinar la calidad de los suelos insitu, es por medio del ensayo de penetración estándar, para el cual, se obtienen muestras de

suelo a distintas profundidades y por medio del valor de N (número de golpes del martillo), N=25 golpes mínimo, se logra obtener la capacidad de carga del suelo  $q_{ad} > 2.0$  Kg/cm<sup>2</sup>, ver sección 2.4.2.1

### **1.6.9 Datos técnicos a aplicar. Parámetros geotécnicos, que se aplican a muros de retención.**

Entre los parámetros necesarios para el diseño de los muros de contención se citan los siguientes:

Los empujes de suelo, la ley de resistencia al corte del suelo, la capacidad de carga del suelo de fundación, el peso específico, granulometría y clasificación del suelo. Ver sección 2.4.

### **1.6.10 Normas y especificaciones técnicas para muros de retención.**

En El Salvador, se aplican las siguientes:

- Ministerio de Obras Públicas (MOP)-Norma técnica para el diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes. El capítulo 5, respecto a el diseño de muros de retención, detalla la metodología para el cálculo de los empujes del suelo y los factores de seguridad, asimismo la revisión de estabilidad y las consideraciones de cargas por sismo.
- MOP-Norma técnica para diseño y construcción de estructuras de mampostería, detalla los parámetros para la construcción de estructuras de mampostería, capítulo 3 y las disposiciones para el control de calidad de los materiales, capítulo 3.

- Código ACI318-S-05 (Instituto Americano del Concreto). El Capítulo 14, detalla la metodología de diseño de muros de retención de concreto reforzado.

## CONCLUSIONES.

- Al analizar de manera general las consecuencias que tienen los efectos destructivos de la naturaleza, sobre el ser humano, sobre todo, en los lugares donde se ha modificado el ambiente natural, con edificaciones y urbanizaciones, son necesarias las obras de protección como muros para estabilizar los taludes o laderas, pero sin un diseño adecuado y seguro, generan impacto negativo en la naturaleza y la población propiamente y sus asentamientos, por lo cual, se garantizará la seguridad a largo plazo, la reducción de costos y la disminución de los riesgos por deslizamiento de taludes o laderas o la peligrosidad de estas estructuras.
- La selección de un muro de retención para las distintas obras a las que se aplique, estará regida por factores como el suelo, el área donde se instalará, sobrecargas actuantes, vibraciones, altura del talud a retener, zona de construcción y otros, que pueden incidir en el buen desempeño de la estructura, una vez que esta se haya construido.
- Los principios de cálculo de presiones o empujes actuantes dados por las teorías de Coulomb y Rankine se utilizan en general para los muros de gravedad, estructurales y muros anclados.
- La comparación entre los costos de un muro de retención convencional con un muro de tierra armada o soil nailing, cumpliendo con todas las normas técnicas y aplicando todos los parámetros geotécnicos necesarios, llevará a determinar cuál

de las técnicas analizadas presenta una mejor relación entre el costo versus factor de seguridad.

## **CAPITULO II. MUROS DE MAMPOSTERIA.**

## **INTRODUCCION.**

Este capítulo describe la tecnología de los muros de mampostería de piedra, su funcionamiento y cómo se aplican en los diferentes problemas a resolver en construcciones proyectadas. Para su diseño, se utilizan las teorías de Coulomb para el cálculo de las presiones en la masa de suelo a retener y los esfuerzos en la base que tienen lugar en la estabilidad de esas estructuras por medio de la teoría de Therzaghi. También, el proceso constructivo de la fundación y de la pantalla del muro, se indica cómo debería hacerse desde las obras preliminares, hasta el conformado de la pared expuesta del talud hacia los usuarios, que dé toda la seguridad y duración en buen estado, al más largo plazo. Por eso, también se hace referencia a las normas y especificaciones a cumplir y las pruebas de la ASTM y la AASHTO para el control de buena calidad en el campo, durante la construcción.



## **2.1 Definición, en relación con las tecnologías existentes.**

Estas estructuras soportan el empuje de una masa de suelo, para lo cual, por medio de su propio peso, logran mantener su estabilidad. Los muros de mampostería, tradicionales, son los de mampostería de piedra, bloque de concreto, concreto macizo, y gaviones. Todos ellos trabajan por gravedad, aunque los de mampostería de bloque de concreto llevan hierro de refuerzo por flexión. Estos tipos de muros tienen sus limitantes, por ejemplo, el caso del muro de mampostería de piedra, es antieconómico para alturas mayores que 6 metros, porque también sus bases son muy anchas, por ejemplo,  $0.6H$ , o en este caso 3.6m.

## **2.2 Tipos de casos en los que se utilizan los Muros de mampostería de piedra para su aplicación.**

Terraplenes. Son estructuras viales que se construyen a propósito, con un espesor propio, para elevar un tramo de carretera o vía férrea, con respecto al terreno natural. Los muros de retención son usados en las bases de estos para evitar la erosión y retener el peso de la tierra y las cargas horizontales que resulten.

Túneles. Los muros empleados en estas obras complejas, sirven para estabilizar las paredes verticales dentro de este, y para reconformar la geometría propia de estas estructuras de tierra, al embovedarlas a partir de muros laterales.

Presas y Bordas. En estas obras de gran magnitud, el muro de retención es la obra principal, ya que la presa y la borda son en esencia un muro, especial por su tecnología a partir del uso requerido y condiciones a soportar.

Edificaciones. Los muros usados en este tipo de obra, sirven de retención para las cargas que generan las zapatas de los edificios, que por falta de espacio, a veces, quedan cerca de laderas. Los de uso frecuente son los muros de concreto, mampostería de bloques de concreto y los de mampostería de piedra.

Urbanización para viviendas. En esta área de la construcción, los muros son bastante utilizados, ya que los terrenos donde se urbaniza son de diversas formas y desniveles, generalmente muy quebrados, es ahí, donde las terrazas que surgen de corte y rellenos, deben ser protegidas y utilizadas para lotes de viviendas, principalmente, para mantener intactas las diferencias de nivel requeridas y los taludes estables permanentemente.

Obras portuarias y defensa marina. Los muros se construyen a lo largo de las playas y alrededor de los muelles para evitar el daño del oleaje, su diseño es propio, de acuerdo con el oleaje e intensidad del rompimiento en la playa, por los empujes que esto genera.

## **2.3 Clasificación según la condición del problema a resolver.**

### **2.3.1 Muros en ambientes húmedos.**

La infiltración del agua lluvia, produce un efecto de lubricación al interior de la tierra así como entre la tierra y el muro. El agua produce un efecto de subpresión, de consecuencias complicadas, debido a los empujes provocados. Generalmente, se construyen muros de concreto reforzado, con un tratamiento de impermeabilización para que no dañe el hierro de refuerzo, una ventaja de estos es que se aprovecha el espacio. Una vez hechos los cálculos y conocidos los centros de gravedad de los diagramas de

empuje, se propone la sección del muro. También, un buen drenaje ayudará a evitar el exceso de subpresiones.

### **2.3.2 Muros en pequeñas y grandes obras hidráulicas.**

Pequeñas obras hidráulicas. Se utilizan en canales laterales de transporte de agua, o estanques artificiales, la cantidad de agua a retener o conducir, intuirá las dimensiones del muro, pero la sección trapezoidal, es la más típica, de un “muro de inundación” y los materiales mas comunes pueden ser de mampostería de piedra, bloques de concreto, y tierra armada en el caso de las presas, o la combinación de cualquiera de estos materiales.

Grandes obras hidráulicas. Las que retienen grandes cantidades de agua, tales como los muros verticales rompeolas, las presas para producir energía eléctrica, diques y los muros de inundación (bordas) que se construyen, a lo largo de los grandes rios geográficamente importantes, para evitar los daños provocados por el desborde de estos. Estas obras de gran magnitud, en su mayoría, están construidas de concreto reforzado.

### **2.3.3 Muros en obras de retención de agua.**

Se construyen para almacenar grandes volúmenes de agua, comúnmente en tanques de las plantas potabilizadoras de agua, plantas de tratamientos de aguas negras, donde se disponen grandes volúmenes de líquido o suspensión. Estos muros están contruidos de concreto reforzado impermeabilizado, con tratamiento especial para contrarrestar el efecto de los químicos y los sulfatos, y la sección a usar, dependerá del diseño requerido.

#### **2.3.4 Muros para el control de avenidas de causas en ríos o quebradas.**

Actualmente, se usan más los gaviones para control del flujo de agua lluvia o permanente. En los ríos, se colocan en las orillas y en el lecho en forma de colchón previniendo la erosión y el desborde, usado en casos de emergencia. También, existe el Muro de inundación, especialmente diseñado para control de velocidades del flujo del río y evitar el desborde en épocas lluviosas. El muro de borda, también es usado para mantener el cauce de un río que inunda cuando la rivera se ha perdido y coincide con los terrenos de siembra o agrouso, debido a las grandes crecidas, constituido de tierra compactada maciza, colocados, siguiendo la tendencia natural del río, a lo largo del cauce; es de forma trapezoidal formando un terraplén, alcanzando la altura mayor a la que tuviera el tirante en crecida máxima extraordinaria (NAME), incluyendo los arrastres.

#### **2.4 Estudios geotécnicos para el control de la calidad del suelo y uso de muros de retención.**

El estudio del suelo in situ, se realiza exactamente en el lugar en donde se construirá el muro, a lo largo del tramo y cuando se requiera, también, en zonas cercanas a la del estudio, para determinar propiedades físicas y mecánicas de éste, por las áreas de influencia, que se considere en el tiempo, ya que en la estabilidad de la estructura su omisión puede ser causa de falla.

##### **2.4.1 Propósito del estudio de suelos.**

En la actualidad, todavía hay construcciones que se hacen sin previa exploración y muestreo de suelos, sólo estimando, por experiencia o similitud, o estudios de suelos

insuficientes, lo cual provoca sub o sobredimensionamiento de las estructuras, tal que éstas no sean estructuralmente resistentes, esto, ocasionado por la falta de información sobre las características y propiedades de los suelos. La realización de un programa de exploración detallada del subsuelo se justifica de acuerdo con el tipo de obra o proyecto y la importancia de la obra a construir y por consiguiente, de las consecuencias que pueda traer una posible falla en la pérdida de vidas y bienes. La realización de un estudio de suelos, realmente, es un gran ahorro para el futuro y su costo es relativamente muy bajo con respecto al total del proyecto, de 3% a 5%.

#### **2.4.2 Trabajo de campo.**

Se visita la zona donde se localiza el suelo en estudio, esto, para la realización de pruebas que proporcionen directamente los datos requeridos del suelo o la obtención de muestras alteradas o inalteradas para que sirvan, posteriormente, para la realización de pruebas de laboratorio. En una visita de campo, se tiene que realizar una descripción del terreno, observando su topografía, vegetación, niveles de agua en pozos cercanos (si los hay), cortes en carreteras, ya que por medio de ellos se pueden identificar los estratos. Todo esto, con el fin de identificar más exactamente el tipo de suelo y así decidir el método para la extracción de muestras. También, reportar localización bien detallada y referenciada del sitio para visitas posteriores.

##### **2.4.2.1 Muestreo con equipo de penetración estándar (Prueba SPT).**

El estudio del suelo, se hace necesario para detectar zonas críticas dentro del terreno, determinando directamente los distintos estratos que componen el subsuelo, algunas propiedades físicas como la granulometría y otras indirectamente como la capacidad de

carga. Tradicionalmente, el muestreo alterado se hace con equipo de penetración estándar de acuerdo con la norma de la ASTM D-1586, el cual constituye un índice de las características y condiciones que tiene el suelo in situ, así como sus propiedades físicas y mecánicas a tomar en cuenta.

#### **2.4.2.2 Muestreo inalterado mediante pozos a cielo abierto.**

Este método, también, es parte del estudio del suelo, se puede considerar más satisfactorio para conocer las condiciones del sub-suelo, superficialmente, ya que consiste en hacer excavaciones, en el lugar, de 1.5m a 2.0m de diámetro, si es circular, y de 1.5m a 2.0m de lado, si es cuadrada, dimensiones tales que permitan que la persona pueda bajar y examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural, hasta profundidad máxima de 2.0m, preferiblemente, de lo cual, se obtienen otras condiciones del suelo, tales como la ley de resistencia del suelo y su contenido de humedad. Mediante la obtención de muestras alteradas o inalteradas, a distintas profundidades, se puede obtener por ejemplo, la humedad del suelo, límites de consistencia, granulometría.

#### **2.4.3 Trabajo de Laboratorio.**

Consiste en aplicar procedimientos, previamente establecidos, para el estudio de los suelos, basados en las características del suelo y en los datos requeridos sobre él; se hace posterior a la extracción de muestras, éste sirve para la obtención de los parámetros necesarios en la determinación del tipo, calidad y problemas que presenta el suelo en estudio.

#### **2.4.3.1 Algunas propiedades físicas del suelo.**

Contenido de humedad natural. Todo suelo, en su estructura, está constituido por tres fases, sólida, líquida y gaseosa. La fase líquida, está conformada por el contenido de agua, la cual se aloja en los vacíos que éste posee, con la cual, se obtiene en el laboratorio el contenido de humedad ( $\omega\%$ ) del suelo, a partir de la toma de muestras por medio de sondeos exploratorios, de acuerdo con la norma de la ASTM D2216-92.

Gravedad específica (G) de las partículas de suelo o para cualquier sustancia, es el peso unitario del material (suelo), dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. El peso específico de la mayoría de partículas minerales constituyentes de un suelo, varía entre límites estrechos de 2.60 a 2.90; en suelos con abundante hierro, el peso específico puede llegar a 3.00 y en suelos con bastante presencia de materia orgánica se han medido valores de 1.50. La gravedad específica de los suelos, es útil para calcular la relación de vacíos de un suelo, también se utiliza en el análisis granulométrico por sedimentación, según la norma de la ASTM D421-85 y para predecir el peso unitario del suelo.

Análisis granulométrico. Cada suelo tiene una composición en tamaños de partículas ( $\phi$ ), obtenida a través del análisis granulométrico, por la cantidad en porcentajes de esos diferentes tamaños de partículas que lo constituyen. Los procedimientos para determinar la granulometría de un suelo varía, de acuerdo con el tipo de suelos en estudio. Para los suelos gruesos, la clasificación se realiza por medio del tamizado o cribado de este, pasándolo por diferentes tamices; para gravas, mallas con aberturas de diámetros de 1½", 1", ¾", ½", ¼", y No. 4 y para arenas con las mallas No. 4, 8, 20, 40, 100 y 200 ,

según la norma de la ASTM D 421-85; si el suelo es muy fino, la clasificación se realiza mediante el análisis granulométrico por vía húmeda, según la norma de la ASTM D421-85. Una vez obtenida toda la información de la composición granulométrica, la muestra de suelo se representará gráficamente en papel semilogarítmico, para formar la correspondiente curva granulométrica y compararla con las curvas aceptadas como extremo inferior y superior, respectivamente, y se calculan el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura, los cuales sirven para determinar los contenidos de arena y grava, bien o mal graduadas.

Límites de consistencia. La propiedad de los suelos referente a la capacidad que éstos tienen para poder deformarse, sin que sus partículas se rompan, es la plasticidad, determinada por Atterberg. Esta propiedad se encuentra en las arcillas, dependiendo del contenido de humedad que posean. Todos los suelos, y especialmente las arcillas, en presencia del agua cambian sus propiedades físicas y mecánicas, ya que una arcilla seca puede tener la consistencia de un ladrillo, muy dura, y una arcilla con un alto contenido de agua puede presentar las propiedades de un lodo. Existe un intervalo dentro de estos extremos, en el cual, la arcilla llega a tener consistencia plástica. Según su contenido de humedad, en orden decreciente. Un suelo susceptible a ser plástico, puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg, líquido, con las propiedades de una suspensión; semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso; plástico, fácil o muy fácilmente moldeable y ceroso o muy ceroso; semisólido, con apariencia de un sólido, pero aún disminuye su volumen al estar sujeto a secado; sólido, en el que el volumen del suelo no varía en el secado.



Peso volumétrico húmedo ( $\gamma_m$ ). En el laboratorio, el peso volumétrico de la masa de un suelo se obtiene aplicando la ec. 2.1 una vez se haya pesado la muestra y encontrado su volumen.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \qquad \text{Ecuación. 2.1}$$

Siendo:  $W_m$ : peso de la muestra de suelo

$V_m$ : volumen de la muestra de suelo

El peso de la muestra ( $W_m$ ) se obtiene, pesando la muestra en una balanza; el volumen de la muestra ( $V_m$ ) se obtendrá, labrando la muestra original con una forma geométrica simple o bien, por inmersión de la muestra en mercurio, el peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento, da el volumen desplazado, el cual será igual al volumen de la muestra.

Peso volumétrico húmedo especificado. La densidad de campo, permite verificar los resultados de la compactación del suelo restituido. Es un proceso que permite al suelo lograr el peso volumétrico especificado, a requerimiento del proyecto. Existen tres estándares para determinar la densidad de campo: método del cono de arena (ASTM D-1556); método del globo de hule (ASTM D-2167); método nuclear.

Coefficiente de permeabilidad ( $k$ ). Los suelos que en su interior poseen poros, se consideran suelos porosos, los cuales interconectados entre si, constituyen la permeabilidad, la cual, es la facilidad con que el agua pasa a través del medio poroso. Es importante, en mecánica de suelos, saber cuánta agua fluye a través del suelo en un tiempo unitario. Este parámetro es requerido, por ejemplo, para diseñar presas de tierra,

determinar la cantidad de infiltración debajo de estructuras hidráulicas y para desaguar antes y durante la construcción de las obras<sup>18</sup>. Un valor aproximado del coeficiente de permeabilidad, puede ser obtenido en el laboratorio, aplicando los siguientes procedimientos:

Procedimientos directos, se basan en la prueba cuyo objetivo es medir el coeficiente de permeabilidad a través del permeámetro de carga constante, permeámetro de carga variable y la prueba directa de los suelos en el lugar.

Procedimientos indirectos, proporcionan un dato sobre el coeficiente de permeabilidad, como resultado de pruebas y técnicas con las cuales se realiza el cálculo, a partir de la curva granulométrica, de la prueba de consolidación y la prueba horizontal de capilaridad. La tabla 2.1 muestra algunos valores de coeficientes de permeabilidad para distintos tipos de suelo<sup>19</sup>:

Tabla 2. 1 Tabla de permeabilidad intrínseca de algunos tipos de suelos<sup>19</sup>.

Permeabilidad relativa	Permeable				Semi-Permeable			Impermeable					
	Arena o grava no consolidada	Grava continua (o redondeada)		Arena continua o mixta		Arena fina, cieno, Loess, Loam			Arcilla expansiva				
Arcilla no consolidada y materia orgánica					Turba			Estrato arcilloso					
Roca consolidada	Rocas muy fracturadas				Roca petrolífera			Piedra arenisca		Roca sedimentaria, dolomita		Granito	
$\kappa$ (cm <sup>2</sup> )	0.001	0.0001	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-12</sup>	10 <sup>-13</sup>	10 <sup>-14</sup>	10 <sup>-15</sup>
$\kappa$ (miliDarcys)	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>	10,000	1,000	100	10	1	0.1	0.01	0.001	0.0001

Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Permeabilidad>

<sup>18</sup> Gustin, Hinds. 1965. Engineering for dams. 1ª Ed. John Wiley & Sons inc. Vol III cap. 16 pág. 645-654.

<sup>19</sup> Gustin, Hinds. 1965. Engineering for dams. 1ª Ed. John Wiley & Sons inc. Vol III cap. 16 pág. 645-654.

### **2.4.3.2 Estados de esfuerzo del suelo.**

Compresión no-confinada. Las partículas de suelo, internamente, pueden estar sometidas a diferentes estados de esfuerzo, dependiendo de la profundidad y condiciones físicas o lugar en las que se encuentren. Estando libremente dispuestas en masa, en estado natural hasta cierta profundidad, estas no se encuentran en una condición de confinamiento natural o artificial. Artificialmente, se inducen fuerzas en los suelos por cualquier acción, dinámica principalmente, de fenómenos naturales como sismicidad por tectonismo o tectonismo volcánico y fuerzas inducidas por acciones del hombre, que modifican sus condiciones de esfuerzos y deformaciones.

Pruebas triaxiales. En la actualidad, la práctica de la prueba de compresión triaxial confinada es la más utilizada para determinar las características de esfuerzo-deformación o resistencia de los suelos. Esta consiste en someter una probeta de suelo a una presión constante de confinamiento lateral ( $\sigma_2, \sigma_3$ ) por ej.  $1\text{Kg/cm}^2$  a  $4\text{Kg/cm}^2$  en una cámara traslúcida, hecha de lucita, por medio de un fluido, generalmente agua ( $\gamma_w = 1000\text{ Kg/m}^3$ ). Las dimensiones de la probeta a utilizar en este ensayo, son de 3.6cm de diámetro y de 9cm a 10cm de alto; la probeta se envuelve en una membrana de hule para aislarla totalmente del líquido confinante. En la segunda etapa se aplican los esfuerzos desviadores,  $\sigma_1$ , incrementándolos a una velocidad entre 0.5mm/min a 12.5mm/min, hasta alcanzar la falla de la muestra; la válvula de drenaje puede dejarse abierta o no, dependiendo del tipo de prueba a realizar drenada o no drenada. Durante el proceso de su realización, se pueden variar las presiones laterales de  $0\text{ Kg/cm}^2$  a  $4\text{ Kg/cm}^2$  sobre el espécimen de suelo, en tres direcciones ortogonales. Dos de los esfuerzos aplicados en el

plano horizontal, son de igual magnitud ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), midiendo prácticamente las características mecánicas del suelo con la variación del esfuerzo uniaxial vertical ( $\sigma_1$ ) ortogonal con los otros dos constantes. Los tipos de prueba triaxial, son los siguientes:

1. Prueba Lenta L(C,D), consolida en la primera etapa y se drena durante la segunda etapa.
2. Prueba Rápida Consolidada Rc(C,U), consolida en la primera etapa y no drena en la segunda.
3. Prueba Rápida R(U,U), en la primera etapa ni se consolida ni se drena y en la segunda etapa se incrementan los esfuerzos desviadores  $\sigma_1$ , sin permitir el drenaje en la muestra, hasta llegar a la falla, es la más usual.

#### **2.4.4 Cálculos de laboratorio.**

Del estudio general del suelo, se ordenan los cálculos y resultados, en un informe de secuencia lógica, y se analizan los resultados obtenidos en el trabajo de campo y en el trabajo de laboratorio, para llegar a conclusiones acertadas sobre el tipo, características físicas y mecánicas del suelo en estudio y demás datos necesarios para que se puedan dar las recomendaciones pertinentes. Para garantizar la estabilidad de la estructura de zapata y la que se van a colocar, cualquier tipo de muro.

##### **2.4.4.1 Localización de profundidad de la roca y nivel freático del agua.**

Esto se logra por medio de la realización de una exploración del suelo; la cual es indispensable hacer para determinar el tipo de muro de contención a construir, de acuerdo con las condiciones que se encuentren en el suelo de cimentación, determinando la profundidad a la cual se encuentre un estrato de suelo firme o roca que sea capaz de

resistir las cargas que sobre él se aplicarán. La exploración geofísica es una forma indirecta de obtener este resultado, la cual se puede realizar mediante cualquiera de los tres procedimientos siguientes: el método de refacción sísmica, método sísmico de Cross-Hole y el método por resistividad eléctrica. Las condiciones del agua subterránea están reflejadas en la presencia de nacederos, corrientes y en los niveles de agua en pozos y lagos. También, se puede obtener al encontrar agua por barrenado, durante una exploración de campo. En suelos con alta permeabilidad (ver tabla 2.1) el nivel de agua en un barreno se estabiliza 24 horas después que ha terminado la perforación y se ha encontrado la profundidad del nivel freático, esta se determina introduciendo una cinta métrica o una cadena graduada dentro del pozo hasta tocar el nivel del agua. En estratos impermeables, se usa un piezómetro para determinar la profundidad del nivel freático.

#### **2.4.4.2 Clasificación de los suelos.**

Desde la antigüedad, los constructores muy frecuentemente se encontraban con distintos tipos de suelos que no eran apropiados para utilizarlos en construcción ya que no poseían características físicas y mecánicas adecuadas para construir obras de ingeniería civil. Esto hizo necesario tipificar los distintos tipos de suelos que se encontraban a diario. Al principio, ésta tipificación se hizo visualmente, pero con el avance del estudio de la mecánica de suelos, se han logrado obtener métodos especializados y normados, obteniendo así resultados más acertados con respecto a la clasificación de los suelos. Así, se tienen los siguientes sistemas de clasificación:

El método de la Asociación Americana Federal de Agencias Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO), clasifica los suelos en siete grupos mayores: del A-1 al A-7.

Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2, y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la criba No.200. En los suelos donde más del 35% pasan por la criba No.200, estos son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7<sup>20</sup>. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

1. Tamaño del grano.
  - Grava: es la fracción que pasa la malla de 75mm y es retenida en la malla No.10 (2mm).
  - Arena: es la fracción que pasa la malla No.10 (2mm) y es retenida en la malla No.200 (0.075mm).
  - Limo y arcilla: fracción que pasa la malla No.200.
2. Plasticidad: cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 ó menor, entonces se tendrá un suelo limoso. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 ó mayor.
3. Cuando hayan cantos rodados o boleos (tamaños mayores que 75mm), éstos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo, el porcentaje de tal material se hará registrar.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Este sistema fue elaborado por el Dr. Arthur Casagrande, en 1942, y es el más utilizado para efectos de estudio de fundaciones. Este sistema clasifica a los suelos en dos grandes grupos que son, los

---

<sup>20</sup> Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Ed. 2001 Thomson Editores, 2001, pág. 35.

suelos gruesos y los suelos finos, siendo la malla divisoria entre ellos la No.200. De acuerdo con sus propias características, el suelo grueso que pasa la malla No. 4, es catalogado como grava (G) y los menores como arenas (S), pudiendo ser éstos bien graduados, mal graduados, con material arcilloso. El suelo fino, se subdivide en tres grupos, dependiendo de la plasticidad que posea, suelos limosos o arenas muy finas (M), arcillas inorgánicas (C) y limos y arcillas orgánicas (O). Habiendo otra subdivisión en función del límite líquido. Para mejorar la clasificación de los suelos finos, el Dr. A. Casagrande elaboró la carta de plasticidad, con la cual se puede clasificar un suelo fino, teniendo como datos el límite líquido y su respectivo índice de plasticidad, estableció cuatro zonas de clasificación, como se indica en la figura No.2.1. Los suelos de grano fino se clasifican de acuerdo con la carta de plasticidad de Casagrande. En este gráfico, las abscisas representan el límite líquido y las ordenadas el índice de plasticidad. Está dividido en cuatro partes por una recta vertical correspondiente a un límite líquido de 50, que separa los suelos de alta plasticidad (sufijo H) de los de baja plasticidad (sufijo L), y por una recta inclinada, denominada 'línea A' que tiene por ecuación  $IP=0.73(WL-20)$ , Ecuación 2.2, salvo en la parte inferior, donde la línea A se convierte en una banda horizontal que se extiende entre los índices de plasticidad 4 y 7 (suelos CL-ML). Las arcillas se sitúan por encima de esta línea, mientras que los limos y los suelos orgánicos están por debajo, salvo cuando el límite líquido es inferior a 20, en cuyo caso, los suelos por encima de la línea A son limos.

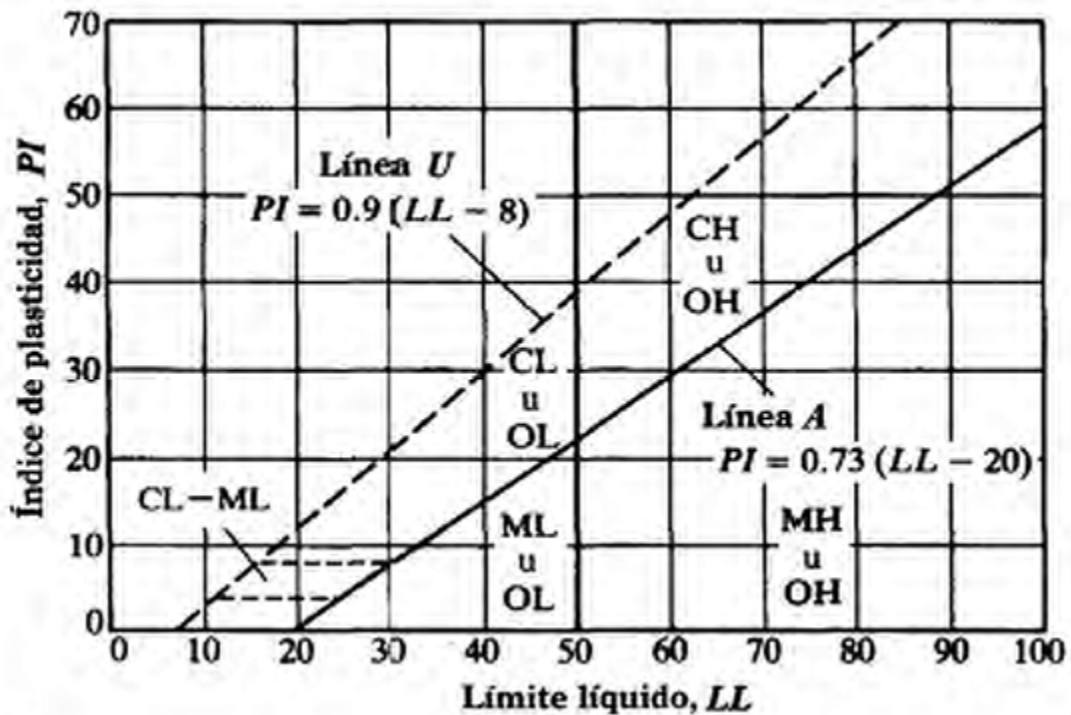


Figura 2. 1 Carta de Plasticidad de Casagrande.

Fuente: Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 95.

#### 2.4.4.3 Estimación de capacidad de carga del suelo.

La capacidad de carga ( $q$ ) del suelo de fundación es la capacidad del suelo para soportar las cargas impuestas, sin que se produzcan fallas dentro de su masa. Esta varía con la resistencia del suelo y con la magnitud y distribución de la carga. Para asegurar que una cimentación no fallará por capacidad de carga, se cumple, que la capacidad de carga admisible del suelo sea mayor que la carga transmitida por la cimentación ( $q_{ad} > q_c$ ). Así, la capacidad de carga, en una cimentación, es la que le puede ser aplicada sin producir la falla, ni indicios de ésta en el suelo, a partir de la estructura a soportar y se obtiene, dividiendo la capacidad de carga por un factor de seguridad, que Terzaghi recomienda



que no sea menor que 3.0 ( $FS > 3.0$ )<sup>21</sup>. En la norma técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes de El Salvador, el valor del factor de seguridad depende de la combinación de fuerzas, si solamente se considera para el análisis la fuerza estática se recomienda utilizar un factor por volteo y por deslizamiento, de 1.5, si a la fuerza estática se le suma la fuerza dinámica, el factor de seguridad por volteo y deslizamiento se reduce a 1.2, pero el factor de seguridad por capacidad de carga, esta norma técnica, no lo establece normativamente para ningún caso.

#### **2.4.4.4 Determinación de parámetros geotécnicos.**

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, se debe conocer los parámetros geotécnicos del suelo, peso específico o peso volumétrico, ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de cimentación. La determinación del peso específico puede realizarse en campo o en laboratorio; en campo, por medio del método del cono de arena según la prueba de la ASTM D 1556 (figura 2.2a); método del globo de hule, de acuerdo con la especificación de la ASTM D2167 y por medio del método nuclear especificado en la norma ASTM D2922 (figura 2.2b). En el laboratorio, se puede obtener realizando la prueba proctor, basándose en la norma de la ASTM D698-91 y D1557-91 (figura 2.2c). Para la obtención tanto del ángulo de fricción interna y la cohesión, dependiendo del tipo de suelo, se realiza cualquiera de las pruebas triaxiales establecidas en la norma de la ASTM D2850-87 (figura 2.2d).

---

<sup>21</sup> Se podrá comprobar que este valor está correlacionado entre la geometría y la carga actuantes y restituyentes, donde la resultante pasará por el tercio medio de la base. La relación  $B/2 \div B/6 = 3$ . B: es el ancho de la base de la sección del muro. Baker, I. Osborn. 1918. masonry construction. Pág. 466. London.



a) Cono de Arena para determinar el peso específico del suelo insitu



b) Equipo nuclear para control del peso volumetrico de los suelos insitu



c) Equipo para la prueba proctor densidad de suelos en el laboratorio



d) camara triaxial para determinar resistencia de suelos en laboratorio

Figura 2. 2 Equipo de laboratorio usado para la determinación de los parámetros geotécnicos del suelo.

## 2.5 Normas y especificaciones técnicas.

Es necesario, para toda obra de ingeniería civil, tener un respaldo que garantice el buen funcionamiento de ésta; lográndolo, al apegarse fielmente a las normas de construcción y diseño, a las especificaciones técnicas del proyecto y el buen criterio del diseñador y el constructor. Las normas que rigen la construcción de muros, en general, son las de la ASTM, referidas a los suelos y las del ACI, referidas al concreto; las especificaciones

técnicas dependerán del diseñador y de los requerimientos del proyecto, así mismo, de la norma técnica del MOP.






## **2.6 Características necesarias para el uso de muros de mampostería.**

### **2.6.1 Geometrías posibles que se adaptan.**

La geometría de la sección transversal de los muros de retención, está determinada por las condiciones del suelo al cual retendrá el muro, el peso específico o peso volumétrico, ángulo de fricción y la cohesión, funcionamiento, condiciones del entorno del terreno sobre el cual se construirá, materiales de construcción, costos y proceso de construcción.

Ver tabla 2.2

Tabla 2. 2 Geometrías de los diferentes tipos de muros según el tipo de suelo a retener.

TIPO DE MURO	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	CONDICIONES DE USO	RECOMENDADO EN MASA DE SUELO	PARÁMETROS PRINCIPALES
 <b>GAVIONES</b>	Parrilla hecha de varilla metálica rodeada con malla galvanizada	Regresión regresiva severa	Todo tipo de suelo friccionante y/o arena limosa, arena arcillosa	$\gamma$ piedra $\phi$
 <b>MAMPOSTERÍA DE PIEDRA</b>	Piedra reventada con aristas pronunciadas unidas con mortero	Para alturas mayores a 6.0 metros	Todo tipo de suelo	$\gamma$ concreto $f_y$
 <b>CONCRETO ARMADO</b>	Concreto normal o concreto pesado con hierro de refuerzo	Genera más costos por la construcción de la obra falsa (encofrados)	Todo tipo de suelo	$\gamma$ concreto $f_y$
 <b>MAMPOSTERÍA REFORZADA</b>	Bloques huecos prefabricados con hierro de refuerzo y concreto norma	Esta sujeto a un diseño estructural	Todo tipo de suelo	$\gamma$ bloque $\gamma$ concreto $f_y$
 <b>MURO CON CONTRAFUERTE</b>	Concreto normal o concreto pesado con hierro de refuerzo	Cuando la altura del muro es mayor a 7.0 metros	Todo tipo de suelo	$\gamma$ concreto $f_y$

Fuente: Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 105.

## **2.7 Problemas en los muros de retención por su funcionamiento estructural.**

### **2.7.1 Causas que originan los daños en los muros de retención.**

Los tipos de daños en los muros, sean éstos o no de gran magnitud, causan en ellos efectos negativos por funcionamiento. Estos daños pueden ser identificados por las causas de origen, de acuerdo con lo siguiente:

- a. La calidad del suelo, restituido, o por mal tratamiento técnico en su mejora.
- b. Falta de información recolectada, debido a una deficiente investigación exploratoria y muestreo de suelos, lo que provoca no disponer con los datos suficientes para elegir apropiadamente el tipo de muro a construir para las condiciones existentes.
- c. Mal diseño del muro, esto pone en riesgo a toda la estructura, debido a la inseguridad por omisión de fuerzas a considerar o fuerzas deficientemente consideradas.
- d. Deficiente proceso constructivo, provocando la creación de zonas de debilidad que induzcan a la creación de puntos de posibles fallas.
- e. Mala calidad de los materiales de construcción, reduciendo la resistencia de éstos, lo cual provoca, directamente, disminución en la resistencia de los elementos que lo conforman.

La consecuencia de todo esto es, la falla en el suelo de la cimentación o la del cuerpo del muro propiamente, éste problema, consecuentemente, puede causar la falla total del muro.

## **2.7.2 Fallas.**

Toda masa de suelos está sometida a cargas, ya sean éstas naturales o inducidas por el hombre. Cuando las cargas impuestas sobrepasan del valor de la capacidad de carga última del suelo  $q_u$ , se provocan efectos sobre él; los cuales dependen de la calidad y composición del suelo y la magnitud de las cargas que sobre él se ejerzan; teniendo en común, el efecto de la falla, parcial o total, debido a hundimientos, giros y desplazamientos horizontales. En cualquiera de las condiciones activos o pasivos durante el funcionamiento.

### **2.7.2.1 Falla local.**

Esta ocurre en suelos arenosos o arcillosos medianamente compactados. Los incrementos de carga sobre la cimentación, provocan, cada vez, un aumento en el asentamiento, extendiéndose gradualmente la superficie de falla hacia afuera, desde la cimentación, provocando un asentamiento considerable de la cimentación, para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno, cuando la carga aplicada iguale a la capacidad de carga última del suelo (ver Fig. 2.3). Más allá de éste punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación<sup>22</sup>, que para fines prácticos equivale a la falla del mismo. Los asentamientos diferenciales tolerables sin que aparezca el mecanismo de falla, están en función de la compacidad del suelo (ver tabla 2.3) en estado natural y mejorando las propiedades de resistencia del suelo para portar cargas de los suelos ( $q_s$ ), cuando estos no cumplan condiciones mínimas de retención. En la condición última, cuando el

---

<sup>22</sup> Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, Ed. 2001, Ed. Thomson, 2001, pág. 391.

mecanismo de falla aparezca y se extienda hasta la rotura, se sobrepasarán las tolerancias para el  $q_{ad}$  y se provocará el hundimiento que será necesario controlar.

Tabla 2. 3 Tipo de depósito de suelo según el grado de compacidad relativa.

Compacidad relativa (%)	Descripción de depósitos de suelo
0-15	Muy suelto
15-50	Suelto
50-70	Medio
70-85	Denso
85-100	Muy denso

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, Pág. 23.

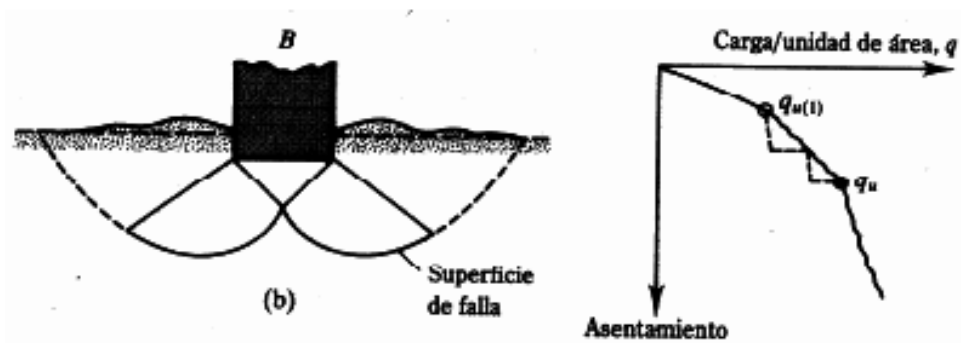


Figura 2. 3 Mecanismos de Falla Local en una cimentación simple.

### 2.7.2.2 Falla total.

Esta se da en arenas densas o suelos cohesivos firmes. Si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. Cuando la carga aplicada sea igual a la capacidad de carga última del suelo,  $q_c = q_{ad}$ , se dará una falla repentina en éste y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno, provocando la falla total o general del suelo, ver Fig. 2.4.

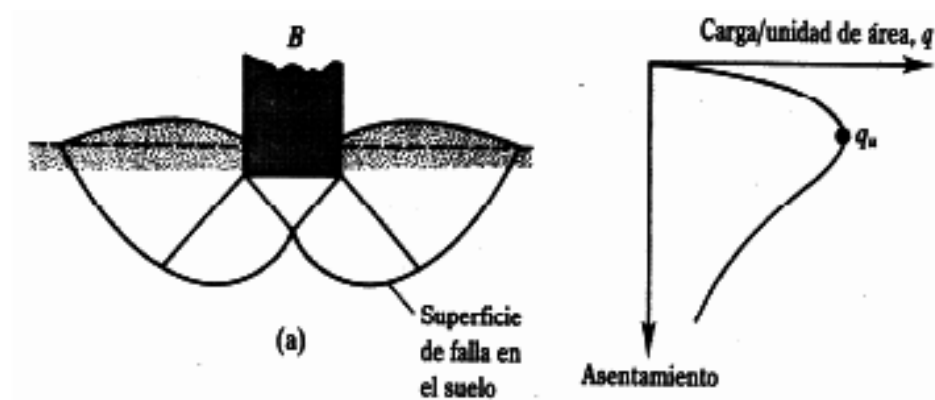


Figura 2. 4 Mecanismo de Falla Total.

## 2.8 Proceso constructivo de muros de mampostería.

### 2.8.1 Trazo.

Previo a la construcción de cualquier elemento de una obra de construcción, es necesario definir la posición de los ejes de fundación de la estructura, las dimensiones de sus excavaciones así como los niveles, según lo especificado en los planos constructivos. Esta actividad es de suma importancia, ya que de la correcta colocación de las cotas planimétricas y altimétricas en el lugar, dependerá que la obra se ejecute de la forma proyectada, denominando a este proceso, trazo de la estructura, el cual consiste en lo siguiente, inicialmente, se establece una línea de referencia en el terreno, la que usualmente se traza auxiliándose de una línea límite, que puede ser una construcción vecina o una línea paralela a la línea de construcción; ésta se determinará después de un previo análisis de los planos. En base a esta línea guía, se trazan los ejes detallados en los planos constructivos, de la manera siguiente:



- Se colocan niveletas perpendiculares a 0.50 m a 1.0m de donde pasará el eje, una en cada extremo las cuales consisten en 2 estacas que pueden ser de cuartón o costanera, unidas por medio de una regla pacha canteada y nivelada; la altura aproximada de éstas es de unos 50 a 75 cm. Ver Figura 2.5.
- En cada niveleta se mide la distancia que existe entre la línea guía y el eje, utilizando una plomada y una cinta.
- En estos puntos, colocar un cordel y verificar que el nuevo eje sea paralelo y que tenga la distancia correcta.
- Hecha esta inspección, fijar el cordel con dos clavos en "V" como lo indica la Figura 2.5.
- Este proceso se repite para todos los ejes paralelos a la línea de referencia.

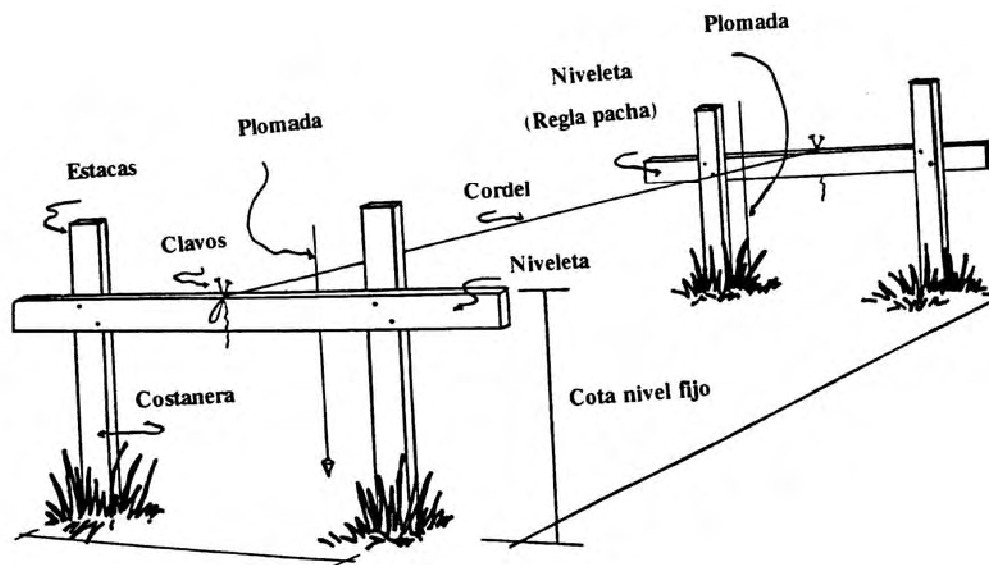


Figura 2. 5 Trazo de ejes de la construcción de niveletas y línea de trazo.

Otro método frecuentemente empleado, para ejes paralelos, consiste en utilizar la cinta y la plomada. Para lograr las líneas o ejes perpendiculares a los ya trazados paralelamente, lo más práctico es, auxiliarse del triángulo 3, 4, 5, procediendo de la siguiente manera:

- En el lugar en donde se estime que pasará el eje perpendicular, se coloca una niveleta en cada extremo con el respectivo cordel.
- Desde el punto donde se intercepten los ejes, se medirán 3 m sobre uno y 4 m sobre el otro. Ver Figura 2.6.
- Para lograr que la distancia entre ambas marcas sea de 5 m, podrá moverse el eje que se está definiendo.
- Verificar nuevamente las distancias del triángulo.
- Una vez que se tenga la certeza de la exactitud del trabajo, colocar dos clavos en "V" para fijar el nuevo eje perpendicular.
- Para definir el triángulo, se pueden utilizar las medidas 3, 4, 5, ó múltiplos de éstos.
- Cuartón y costanera en los extremos del muro, o en puntos intermedios (de ser necesario), que contengan los puntos o cotas principales del muro, tales como: la corona, y puntos sobre el paramento de éste.
- Luego se procede a colocar marcas y clavos sobre ellos.
- Posteriormente, estos puntos se unen por medio del cordel de una niveleta a la otra, haciendo más fácil la colocación de la piedra.

Realizado el trazo, se efectúa el replanteo, que consiste en marcar sobre el terreno, la proyección de los cordeles (ejes) que se utilizaron como guías en el trazo, una vez que los cordeles se hayan rectificad y comprobado mediante el replanteo.

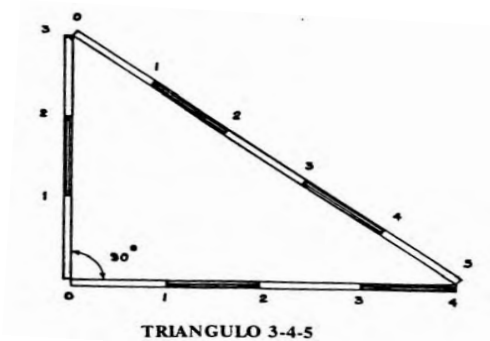
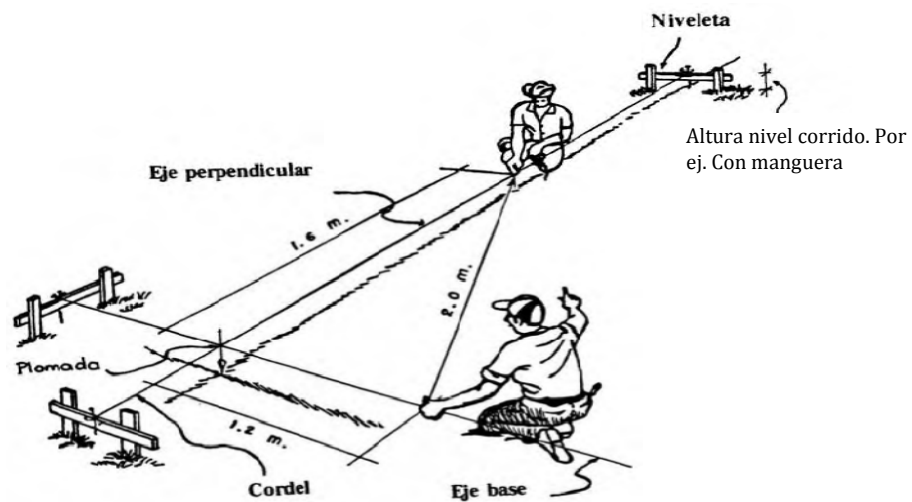


Figura 2. 6 Método 3-4-5 para el trazo de líneas perpendiculares.

### 2.8.2 Excavaciones.

Es la operación que consiste en efectuar una cavidad bajo la superficie del terreno, dentro de la cual se construirán los cimientos del muro de la estructura. También,

comprende las cavidades para otro tipo de obras necesarias para el muro, según los planos constructivos finales y especificaciones técnicas. Como complemento de esta actividad, se efectúa un relleno compactado con material selecto, después de haber concluido las construcciones o instalaciones necesarias. El procedimiento que se sigue para la correcta ejecución de las excavaciones es, que antes de comenzar a excavar, se ubican correctamente las obras a ejecutar por medio del trazo comprobado. Las operaciones que se hacen son las siguientes:

Tratándose de zanjas para cimientos, las dimensiones vienen marcadas desde el trazo, y en el control de la obra deberá cuidarse que la profundidad de la excavación (desplante) sea la señalada en los planos, mediante cotas, claramente especificadas, lo cual, también se encuentra considerado en las especificaciones técnicas que se describen en un manual. Esto puede verificarse, midiendo profundidades de excavación con un escantillón, desde un nivel específico, marcado en niveletas que circundan el trazo de la fundación a medida que se profundiza y el fondo hasta donde se esté definiendo una cota o la que esté establecida como cota de fondo o nivel de desplante ( $D_f$ ).

Tener cuidado de no sobreexcavar o sobrepasar la cota de fundación, a menos que las especificaciones técnicas lo establezcan para algún proceso de compactación previsto en otra actividad del proceso.

Generalmente, en éste tipo de muros, el ancho de la excavación coincide con el ancho de la base de éste, es decir que las paredes de la zanja, constituyen el contra molde de la parte inferior del muro, la caja o cava de fundación.

### **2.8.3 Nivelación.**

Es la actividad que consiste en colocar las diferentes elevaciones, según lo estipulado en los planos constructivos, en un determinado terreno o entrepiso. La nivelación puede realizarse con el uso del teodolito, nivel automático o utilizando el método de la manguera. El procedimiento a utilizar, depende de la magnitud de la obra y de la precisión requerida. Así, auxiliándose del teodolito se pueden establecer cotas en cualquier tipo de terreno; pero, el nivel automático, se usará para definir y controlar cotas; la manguera se utilizará para pequeños trazos en corrida de niveles en albañilería o carpintería de la construcción.

El método de la manguera se basa en el principio de los vasos comunicantes, donde inicialmente las dos puntas de la manguera se hacen coincidir en el menisco, hasta donde llega el agua que contiene la manguera, y como se detalla a continuación:

- Se coloca un extremo de la manguera en el nivel que ya se conoce, haciendo coincidir el nivel del agua con la elevación conocida (ver figura 2.7).
- El lado opuesto de la manguera se coloca en el lugar donde se quiere establecer el nivel. Ya sea, en un tablón o en una niveleta, hecho esto, establecer de la misma forma las elevaciones de todas las niveletas a colocar.
- Para colocar niveles de entrepiso, se corren, desde un nivel conocido, transfiriéndolo a una regla canteada, colocada verticalmente; luego con una cinta métrica, se mide la altura con la que se alcanza el nivel requerido del entrepiso, marcándolo en la regla (ver figura 2.7.).

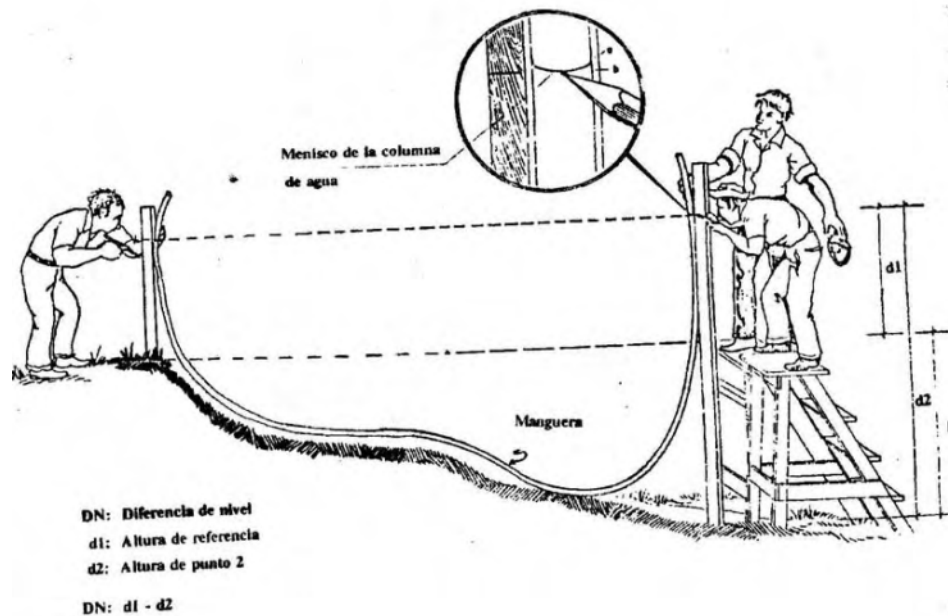


Figura 2. 7 Nivel de manguera.

#### 2.8.4 Hechura con piedra.

Una vez definidos los niveles del muro y su excavación, se procede a la colocación de las piezas de mampostería en la cava, ya que para éste tipo de estructura no es necesario colocar moldes en la base, pudiendo dar la forma requerida al muro, sólo mediante la correcta colocación de las piezas acomodándolas con mortero de pega, hasta el arranque de la pantalla del muro, en adelante hacia arriba, la forma correcta, según el diseño, se seguirá mediante una formaleta que tiene la forma de la sección requerida, la cual es un marco de madera que se fija en varios tramos para ir poniendo el cordel que guía la colocación de mampostería de piedra. El procedimiento para la correcta colocación de las piezas de roca, es como sigue:

- Humedecer el terreno previo a la colocación de la piedra, sin hacer charcos.

- Colocar una capa de mortero cemento-arena proporción 1:5 con espesor entre 5cm a 12cm, con el fin de evitar el movimiento de las piezas en la base.
- Proceder a colocar y acuar las piedras, sin permitir que una se apoye directamente sobre la otra, sino a través de una junta de mortero proporción 1:5. Cualquier trabajo de cantar las piedras que haya de ejecutar, se hará antes de su colocación en el muro, así se evitará martillar o golpear, posterior a su colocación.
- Al asentar las piedras, hacer un correcto acuaramiento y amarre entre ellas, debiendo presionarse sobre la junta de mortero para obtener una sólida unión.
- En las superficies exteriores, sus irregularidades no deben sobresalir más de 3cm por encima de las secciones de diseño, ni quedar espacios para juntas mayores que 3cm de espesor.
- Las piedras se humedecen antes de recibir el mortero. La mampostería se mantendrá mojada, por lo menos 7 días después de terminado el muro.

El mortero para la mampostería de piedra será de proporción 1:5 por volumen, el espesor del mortero en las uniones, no será menor que 1cm, ni mayor que 5cm, y se usará dentro de los siguientes 30 minutos después de haber agregado el agua.

#### **2.8.5 Mortero de liga en muros de mampostería.**

En todos los tipos de muros, se utiliza mortero para ligar las piezas, éste se puede definir como una mezcla de aglomerantes y áridos que amasados o revueltos con agua dan lugar a una mezcla plástica o fluida, que posteriormente se endurece por procesos químicos que en ella se producen. El mortero, está formado por un material aglutinante, cemento

portland, cal (no es común), arcillas comunes muy pegajosas, y por un árido que es arena de río o de mina. El agua sirve de elemento auxiliar no integrante del mortero, es la que hace reaccionar químicamente al cemento para formar la pasta aglutinante.

El mortero para el pegado de las piezas, debe ser una mezcla de alta resistencia de 98 Kg/cm<sup>2</sup> a 130 Kg/cm<sup>2</sup>, que ofrece más durabilidad que otros morteros, ya que se puede utilizar para mampostería, reforzada o sin refuerzo, sujeta a grandes cargas de compresión, acción severa de congelación, altas cargas laterales de tierra, vientos fuertes o temblores. El mortero tipo “M”, cumple con todos éstos requisitos, según la norma de la ASTM designación C 270. Las tablas 2.4 y 2.5 indican algunas especificaciones por las propiedades y por proporciones de los diferentes tipos de morteros para mampostería (ver Tabla 2.4).

Tabla 2. 4 Especificaciones por propiedades de los diferentes tipos de mortero.

<b>Especificaciones por Propiedades ( a )</b>					
<b>Mortero</b>	<b>Tipo</b>	<b>Resistencia mínima promedio a compresión a 28días Kg/cm<sup>2</sup> y Mpa</b>	<b>Retención mínima de agua (%)</b>	<b>Contenido máximo de aire (%)</b>	<b>Relación de agregados (medida en condición húmeda y suelta)</b>
Cemento - cal	M	176(17.2)	75	12	No menor que 2.25 y no mayor que 3.5 veces la suma de los volúmenes separados de materials cementantes.
	S	127(12.4)	75	12	
	N	53 ( 5.2)	75	14	
	O	25 ( 2.4)	75	14	
Cemento de mampostería	M	176(17.2)	75	c	
	S	127(12.4)	75	c	
	N	53 ( 5.2)	75	c	
	O	25 ( 2.4)	75	c	

Fuente: Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 156.



Tabla 2. 5 por proporciones de los diferentes tipos de mortero.

Especificaciones por Proporciones					
Mortero	Tipo	Proporciones por volumen			Relación de agregados (medida en condición húmeda y suelta)
		Cemento Portland O mezcla de cemento	Cemento de Mampostería MSN	Cal hidratada o apagada	
Cemento y cal	M	1	—	1/4	No menor que 2.25 y no mayor que 3.5 veces la suma de los volúmenes separados de materiales cementantes.
	S	1	—	de 1/4 a 1/2	
	N	1	—	de 1/2 a 1 1/4	
	O	1	—	de 1 1/4 a 2 1/2	
Cemento de Mampostería	M	1	1	—	
	M	1	1	—	
	S	—	1	—	
	S	½	1	—	
	N	—	1	—	
	0	—	1	—	

Nota: Nunca combinar dos materiales inclusores de aire en un mismo mortero.

Fuente: Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 157.

En la tabla 2.6 se muestran los tipos de morteros más utilizados en el país, según la relación volumétrica y el uso en la obra.

Tabla 2. 6 Morteros según su proporción y uso.

PROPORCIONES	USO	USO GENERAL
1:1	Afinados	Acabados en paredes
1:2		
1:3	Pegamento de bloques de concreto	Mampostería
1:4		
1:5		

1:6	Pisos	Morteros pobres
1:7	Juntas de Dilatación	
1:8		

Fuente: Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 158.

### **2.8.6 Fundaciones de los muros.**

Los cimientos de piedra son los apoyos del muro. Sirven para cargar el peso de la estructura, repartiéndolo uniformemente en el terreno, sobre el que se encuentra construido. En zonas donde la piedra es abundante, suele aprovecharse ésta como material de cimentación. Para grandes construcciones, es necesario efectuar en un laboratorio de ensayo de materiales, pruebas sobre la resistencia de la roca que se dispone. Si la piedra del lugar no cumple las características de dureza y resistencia, será necesario buscar otro banco de piedras, tal que cumpla con las especificaciones técnicas para su uso.

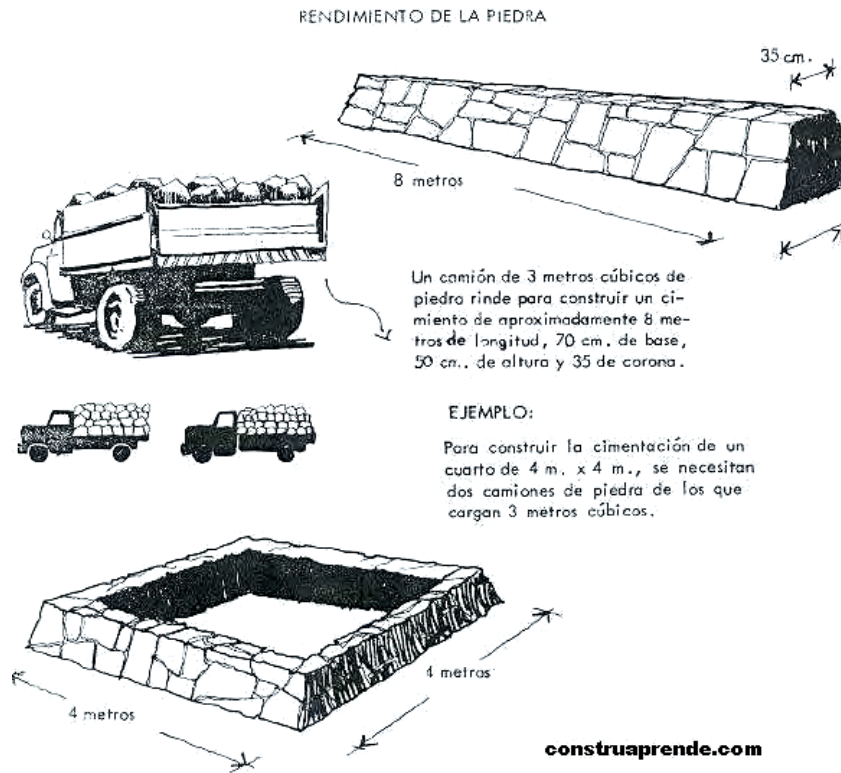


Figura 2. 8 Rendimiento de la piedra para la construcción de muros.

Con una camionada de  $3 \text{ m}^3$  de piedra se puede construir  $2.1 \text{ m}^3$  de muro, es decir, que el rendimiento de la piedra para la construcción de muros es de 70%, como lo muestra la figura 2.8. Para construcciones sencillas, en la mayoría de casos, resulta suficiente, efectuar la prueba de percusión, golpeando simplemente la piedra con cualquier martillo o burdamente con una maceta y se pone atención al ruido que se produce. Si al golpe, el sonido es hueco y sordo, la piedra es blanda, mientras que si es agudo y metálico, la piedra es dura. Las juntas de mortero no exceden de 2.5 cm y cuando por lo amorfo de las piedras queden espacios mayores que 3 cm, acuñar con piedras pequeñas o rojuelas del mismo material; por lo general, se emplea mortero de cal y arena 1:3: ó 1:5.

### **2.8.7 Acabados.**

Esta es la última actividad en la construcción del muro, aunque su proceso se desarrolla desde la colocación de la primera hasta la última piedra. Para la buena apariencia del muro, se debe procurar lo siguiente:

- Que la parte vista esté comprendida por la cara relativamente plana de las piedras, es decir el lado que posee la superficie más regular, con el fin de dar mejor estética al muro. Si fuera necesario, labrar un poco la cara vista de la piedra que constituirá el paramento exterior.
- Las juntas de mortero deberán ser afinadas con una llana o dar acabado con sisador redondo o media caña, con el fin de dejar una superficie uniforme entre éstas y las piedras, lo cual, también da mejor estética en el acabado del muro o según se conciba arquitectónicamente.

Si se desea, las juntas pueden sobresalir de la superficie del muro 2cm, con el objeto de formar una especie de vena decorativa.

### **2.9 Control de calidad de las construcciones.**

El control de calidad, es una actividad necesaria durante la construcción de una obra civil. Se lleva control de calidad de los factores que intervienen en la construcción, dosificaciones de materiales, materiales propiamente, mano de obra, suelo y proceso constructivo para la buena ejecución de la obra. Así mismo, el cumplimiento de las especificaciones propias y normas establecidas para ello.

### **2.9.1 Control de calidad de los materiales.**

Los materiales utilizados en la obra, cumplen requisitos de calidad obligatorios para ser efectivos en su función, en cada elemento que se ha construido con ellos. Tanto el constructor como el supervisor llevan un control de los materiales que se utilizan en la construcción de muros, y para ello, el supervisor se auxilia del laboratorio, controlando la calidad de los materiales y del suelo, antes y durante la construcción. Estos controles se hace basándose en las normas de la ASTM y las de la AASHTO, citadas en el numeral 2.9.5.

### **2.9.2 Control de calidad de la mano de obra.**

En El Salvador, no hay normas que garanticen la buena calidad de la mano de obra, por lo que éste control se realiza en función del trabajo especializado de cada obrero o idoneidad, el cual, es supervisado por el ingeniero residente y por el supervisor de la obra, en base a la observación del desarrollo de cada actividad. Por lo general, se buscan obreros con experiencia y calificación comprobada; asignando actividades que corresponden a cada uno según su función. Así, el albañil realiza únicamente las actividades para las cuales está calificado, lo mismo el armador, el carpintero, etc.

### **2.9.3 Control de calidad del suelo normal y del suelo restituído.**

Es necesario que en toda construcción, haya una persona (supervisor) encargada de la supervisión de la calidad de los materiales que en ella se utilicen, eliminando la posibilidad de que los elementos puedan fallar, principalmente, por su baja resistencia. La buena calidad del suelo es importante, ya que es a éste al que le son transmitidas todas las cargas de la estructura. Su control se lleva a cabo por medio de la extracción de

muestras para el posterior análisis de laboratorio, verificando si éste puede o no ser utilizado en la construcción, basándose en los resultados de sus propiedades físicas y mecánicas. En caso de que no cumpla con los requerimientos del proyecto, será necesario mejorarlo o restituirlo utilizando un suelo de otra procedencia (suelo selecto), al cual, también se le realizan pruebas de laboratorio, verificando su buena calidad.

#### **2.9.4 Estabilización de los suelos de fundación.**

En la mayoría de proyectos de construcción, es necesario dar un tratamiento para mejorar el suelo de la fundación de la estructura, por medio de procesos de estabilización, este consiste en mezclar el suelo con algún producto capaz de mejorar sus propiedades físicas y mecánicas, por ejemplo, cemento, cal, arcilla, arena, sal, ceniza, enzima, u otro mineral o químico y agua en dosis baja. Una vez se tenga lista la mezcla, al colocarla, se somete a un proceso de compactación mecánica o manual según el caso. Los productos estabilizantes, han sido ensayados, la gran diversidad de estos, pero los más usuales, por razones de costos y de disponibilidad, son los cementantes: cemento pórtland y cal hidratada. Las figuras 2.9 y 2.10 corresponden a las gráficas para la determinación de la cantidad de cementante (% cemento, % cal) que conviene agregar a un determinado tipo de suelo. Se usa cemento pórtland, para estabilizar suelos gruesos: arenas y gravas (ver figura.2.9); y la cal hidratada se usa para estabilizar suelos finos: arcillas y limos (ver figura 2.10).

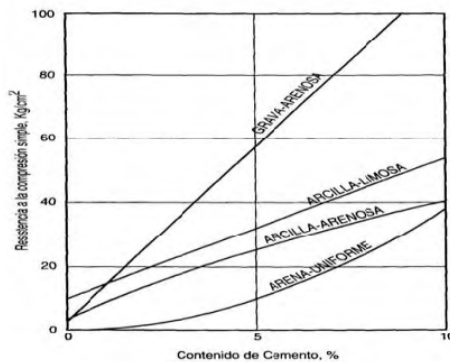


Figura 2. 9 Variación de la resistencia a la compresión simple con respecto al porcentaje de cemento Pórtland agregado. Fuente: Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. Pág. 140.

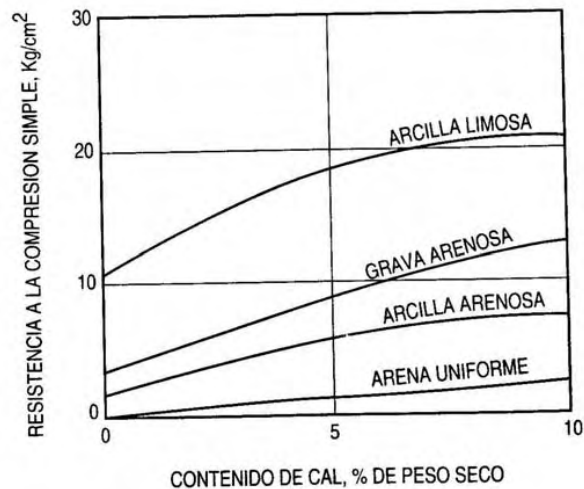


Figura 2. 10 Variación de la resistencia a la compresión simple con respecto al porcentaje de cal hidratada agregado. Fuente: Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. Pág. 141.

En la compactación de las mezclas de suelos con cementantes, el peso volumétrico seco ( $\gamma_s$ ), mide la cantidad de vacíos en la mezcla, y la cantidad de agua agregada, medida como la humedad del suelo. Este se define como el cociente del peso del agua entre el peso seco del suelo. Estas variables y su interrelación se muestran en la figura 2.11, en la que para un valor máximo del peso volumétrico seco, está asociada la mínima cantidad

de vacíos en el suelo. Esta condición es la que se asume como la mejor posible, en términos de la resistencia mecánica del suelo.

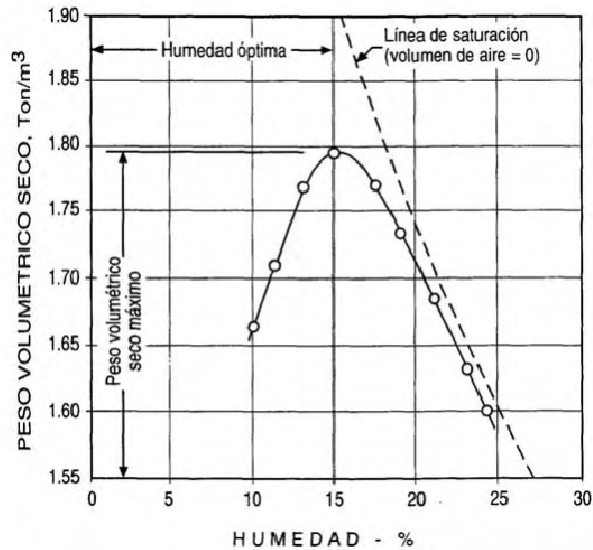


Figura 2. 11 Curva de compactación típica en un suelo. Fuente: Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. Pág 142

### 2.9.5 Normas para el control de laboratorio.

Tabla 2. 7 Normas para el control de suelos y materiales.

NORMA	DESCRIPCION
ASTM D 2216-92	Determinación del contenido de agua del suelo
ASTM D 421-85	Análisis granulométrico por el método mecánico y por el método
ASTM D 422-63	del hidrómetro
ASTM D 4318-93	Determinación de los límites líquido y plástico del suelo
ASTM D 427-93	Determinación del límite de contracción del suelo
ASTM D 854-92	Gravedad específica de los sólidos del suelo
ASTM D 2435-90	Ensayo de consolidación
ASTM D 2850-87	Ensayo de compresión triaxial
ASTM D 698-91	Relación Humedad-Densidad (Prueba Proctor)
ASTM D 1557-91	
ASTM D 1556-90	Densidad de campo por el método del cono de arena
ASTM D 1586-84	Método de penetración estándar (SPT)
ASTM A 615	Tensión y Doblado del acero de refuerzo
ASTM C 131	Resistencia al desgaste del agregado grueso por abrasión e
ASTM C 136	Granulometría de los agregados para concreto
ASTM C 109	Resistencia a la compresión y absorción de cubos de mortero
ASTM C 90	Resistencia a la compresión y absorción de bloques de concreto
ASTM C 33	Resistencia a la compresión de cilindros de concreto

Fuente: Guía de laboratorio de mecánica de suelos, Departamento de Ingeniería Civil de la UCA.



## CONCLUSIONES

- ▀ La estabilización de los taludes o laderas se logra a través del uso de estructuras de forma prismática, apropiadas para la retención, con el fin de dar seguridad, evitar desastres, optimizar espacios disponibles y costos.
- ▀ En la tecnología de la construcción hay alternativas clásicas e innovadoras para estabilizar taludes o laderas a través de varios tipos de muros de retención con sus propios procesos constructivos, materiales y procedimientos para cada actividad que implica su construcción, según el problema a resolver, históricamente a través de muros de mampostería de piedra común.
- ▀ La previsión de daños en un muro de retención estará asociada al correcto proceso constructivo aplicado, el buen diseño, la buena calidad del suelo, y buena calidad de los materiales a utilizar en su construcción, evitando costos innecesarios y posibles accidentes.

**CAPITULO III. TECNOLOGIA DE LOS MUROS DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING, PARA ESTABILIZAR TALUDES VERTICALES.**

## **INTRODUCCION.**

Este capítulo describe la tecnología de los muros de tierra armada o soil nailing, su funcionamiento y cómo se aplica en diferentes problemas a resolver en construcciones proyectadas. Para estabilizar taludes con anclajes (soil nailing) se desarrollan los principios en los cuales se fundamenta su diseño, las presiones en la masa de suelo soportantes y los esfuerzos que tienen lugar en la estabilidad de esta estructura. También, el proceso constructivo de los anclajes, se indica cómo debería hacerse desde las obras preliminares, hasta el colado final, el revestimiento final de concreto lanzado sobre la superficie que lo contiene, y conformando la pared expuesta del talud hacia los usuarios con toda la seguridad y duración en buen estado, al más largo plazo. Por eso, se hace referencia a las normas y especificaciones a cumplir y las pruebas de la ASTM y la AASHTO para el control de la buena calidad en el campo, durante la construcción.

### **3.1 Definición, principios en los que se basa.**

La tecnología de los muros de tierra armada o soil nailing o suelo anclado consiste en reforzar el terreno existente haciendo un agujero de longitud variable y colocando barras de acero embebidas en concreto, a través de un encamisado de tubería PVC, constituyendo el anclaje, cuyo extremo más profundo lo compone un bulbo de mayor diámetro que el encamisado. Se crea una sección reforzada, la cual se estabiliza, a sí misma, y es capaz de retener el terreno atrás de él. Similar al caso de los muros de tierra, mecánicamente estabilizados, los esfuerzos inducidos son pasivos y desarrollan con su refuerzo fuerzas de tracción al suelo en la interacción suelo–estructura. Los anclajes trabajan principalmente a tracción con cargas de alrededor de los 204,000 Kgf. (204 Ton.)

El efecto del refuerzo con anclajes es mejorar la estabilidad de la masa de suelo por medio de:

1. incremento de la fuerza normal y, de ahí, la mejora de la resistencia al corte a lo largo de superficies potenciales de deslizamiento en suelos friccionantes;
2. reducción de la intensidad de las fuerzas que provoca el deslizamiento (o fuerza cortante) a lo largo de las superficies potenciales de falla en suelos friccionantes y cohesivos.

Los muros de tierra armada, aplicando la técnica soil nailing, usualmente requieren un recubrimiento de concreto lanzado con espesor entre 12cm a 18 cm, dependiendo si este será temporal o permanente; el concreto lanzado se refuerza con malla metálica electro soldadas y refuerzo de varilla (malla) separada típicamente a cada 15” (38.1cm).

En el suelo anclado o soil nailing (figura 3.1), el refuerzo está instalado en dirección de la superficie de terreno, horizontalmente hacia adentro del talud de tierra, contrario al mayor esfuerzo de tracción del suelo, por tal motivo, los anclajes contribuyen al soporte del suelo para oponerse directamente a las fuerzas desestabilizadoras y parcialmente incrementar, las cargas normales, haciendo incrementar el esfuerzo de corte sobre las superficies potenciales de deslizamiento.

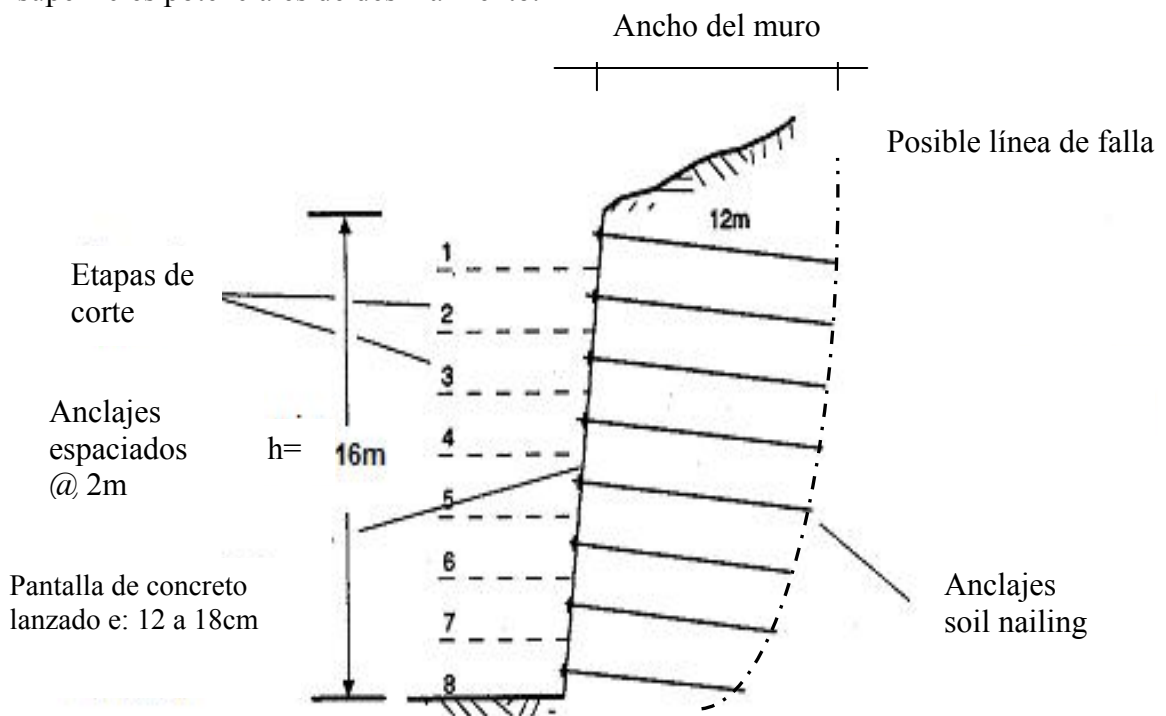


Figura 3. 1 Sección vertical de un talud estabilizado con tecnología de tierra armada o soil nailing.

### 3.1.1 Componentes del sistema tierra armada o soil nailing.

Las figuras 3.1 y 3.2 muestran una sección representativa de un talud típico, aplicando anclajes soil nailing en donde se ilustran los componentes siguientes. (Ver Figura 3.3)

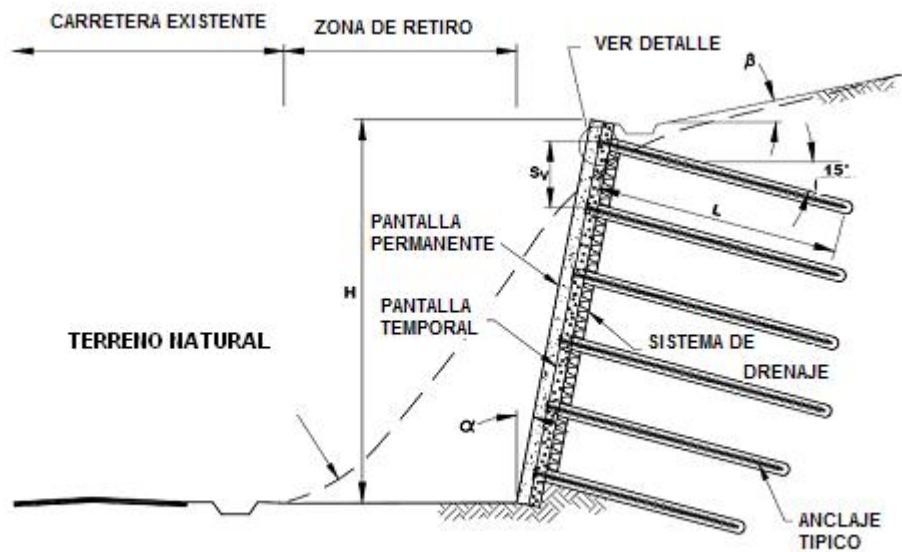


Figura 3. 2 Sección tipo de soil nailing.

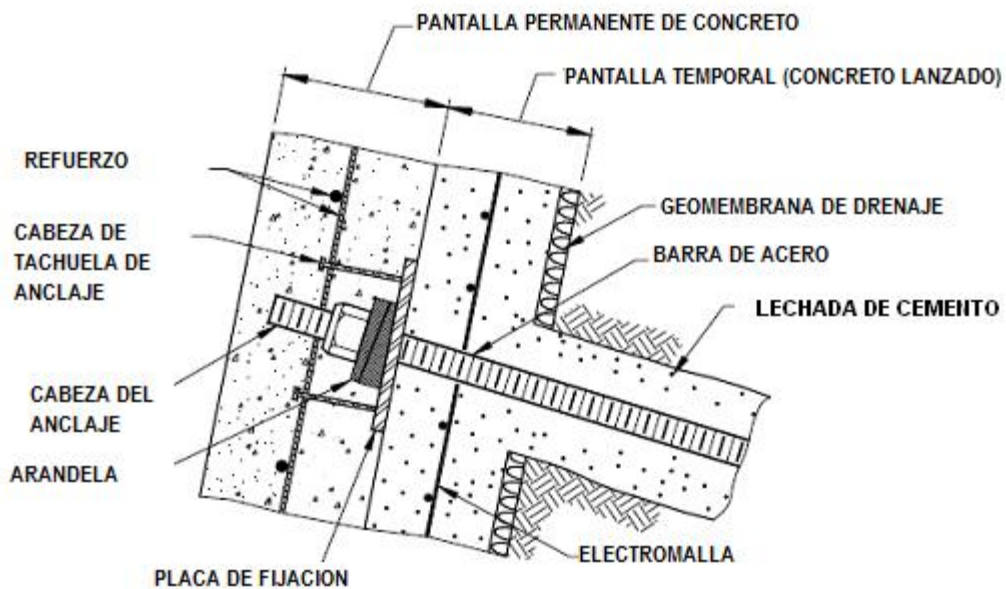


Figura 3. 3 Sección tipo de soil nailing.

- Barras de acero de refuerzo, son barras de refuerzo, de acero corrugado estructural ASTM, de alta resistencia, de 60KSI (4218.42 Kg/cm<sup>2</sup>, grado 60), sólidas, con diámetros que varían entre 19mm y 41 mm, y longitudes que

pueden alcanzar hasta los 18 m de largo. Las barras de acero, anclajes, son los componentes principales del sistema de soil nailing a colocar, estos elementos se introducen en orificios pre-taladrados y se les inyecta de una lechada de cemento arena (grout) en el lugar, hasta llenar totalmente el orificio, a lo largo de la tubería auxiliar o de protección.

- Lechada de cemento (grout). La lechada se coloca en la perforación, pre-taladrada, después de que se coloca el anclaje, esta sirve de función primaria para transferir los esfuerzos de tensión del suelo al anclaje (interacción suelo-estructura), y proporciona un grado de protección contra la corrosión del anclaje.
- Cabeza del anclaje. Es el extremo roscado del anclaje que resalta del revestimiento de la pared.
- Tuerca hexagonal, arandela, y placa de fijación. Estos componentes se colocan en la cabeza del anclaje y se utilizan para conectar el anclaje con la pantalla de revestimiento, superficialmente en la cara exterior del talud o paramento externo.
- Pantalla, temporal o permanente, del revestimiento. El revestimiento proporciona conectividad estructural. El revestimiento temporal, sirve de superficie sustentadora para la placa de soporte y apoya el suelo expuesto. Este revestimiento se coloca en la excavación, sin apoyo, antes del avance de las etapas de la excavación. El revestimiento permanente, se coloca sobre el revestimiento temporal, después de que los anclajes estén instalados y se haya apretado la tuerca hexagonal.

- Tira de geomembrana, para drenaje. El sistema de drenaje, compuesto por una tira de geomembrana, se pone antes que el revestimiento temporal, para permitir la recolección y la transmisión del agua de filtración que puede emigrar al revestimiento temporal.

### **3.2 Tipos de problemas a los que se aplica anclajes de soil nailing.**

Los muros de soil nailing, están particularmente bien adaptados a los usos de la excavación para las condiciones de tierra que requieren cortes, taludes verticales o casi verticales. Los muros de soil nailing pueden estar particularmente bien adaptados, exitosamente, para los usos temporales o permanentes en casos como los siguientes:

- Para estructuras de retención en cortes, taludes de secciones transversales en carreteras;
- Retener talud frontal bajo estribos de puentes existentes;
- Reparación y reconstrucción de estructuras de retención existentes;
- Excavaciones temporales o permanentes en un ambiente urbano.

#### **3.2.1 Estructuras de retención en cortes.**

Los muros de soil nailing, se conforman como estructuras de retención reforzados, en cortes verticales o casi verticales, los cuales pueden ser permanentes o temporales, ya que estos agregan la resistencia estabilizadora en situaciones donde, por lo general, hay otras estructuras de retención y donde lo permiten las condiciones del terreno. El uso de muros de soil nailing, reduce excavaciones y costos. Así por ejemplo, en carreteras viabiliza la obtención de los derechos de vía, y disminuye sus impactos, por lo tanto, reduce al mínimo las consecuencias para el medio ambiente. Los muros de soil nailing



son particularmente aplicables para los proyectos de ensanches de vías existentes que se constituyen dentro del derecho de vía existente o haciendo cortes en terreno escarpado, según la sección que se tenga. La figura 3.4 y 3.5 muestra los ejemplos del uso de los muros de soil nailing en estructuras de retención en cortes para los usos temporales y permanentes.

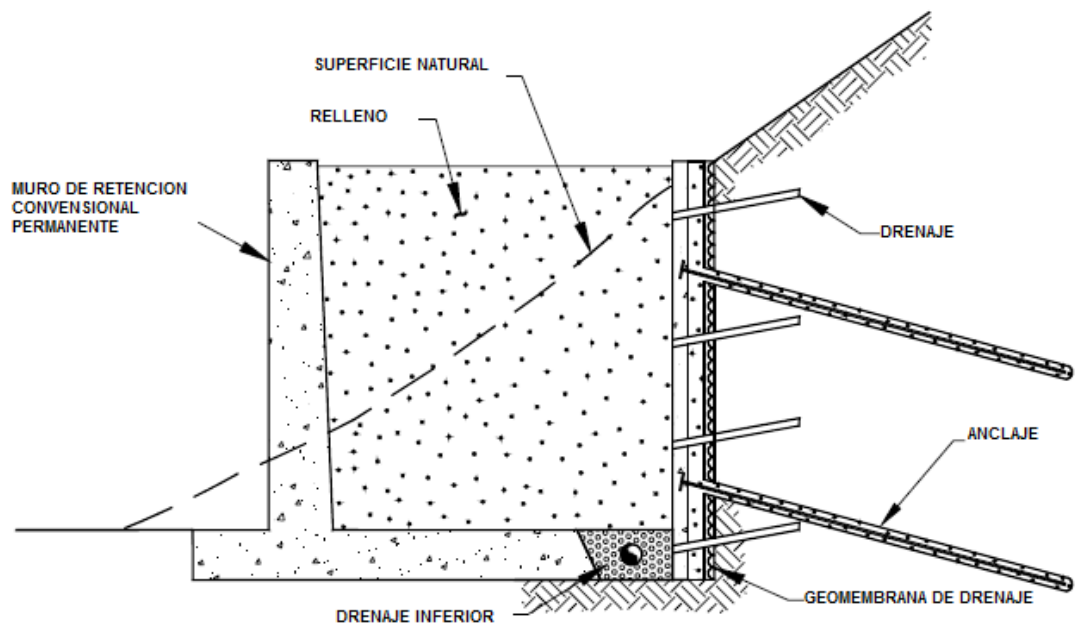


Figura 3. 4 Muro de soil nailing para apuntalamiento temporal.

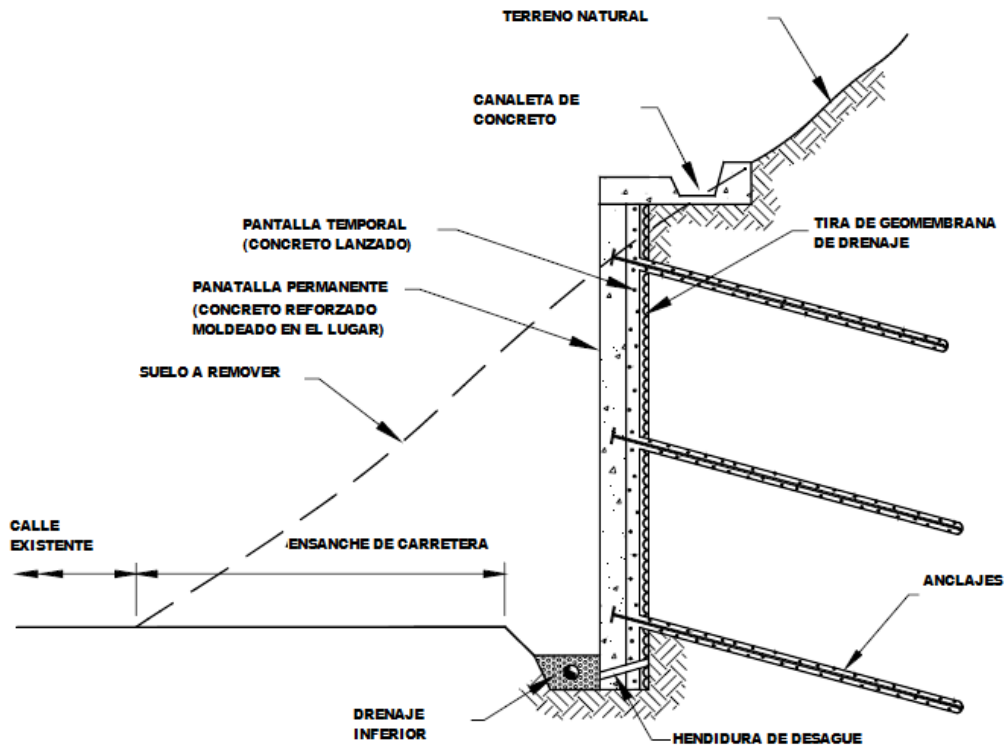


Figura 3. 5 Muro de soil nailing en ensanche de carreteras.

### 3.2.2 Retención del frontal de un talud abajo de los estribos de un puente existente.

La retención del talud frontal debajo de un puente, junto a los estribos, mediante los muros de soil nailing, es ventajoso para el paso de una vía inferior, debido a que aumenta el contorno horizontal del viaducto y puede aprovecharse al máximo el derecho de vía (véase la figura 3.6) al compararla con los muros convencionales o con taludes. La instalación de los muros de soil nailing, no requiere que el tráfico abajo del puente se interrumpa. Las barras de acero usadas como anclas al suelo son de fácil colocación. Una desventaja del uso de los muros de tierra armada o soil nailing, es que en el primer nivel de anclajes se pone típicamente a partir de 1 m a 2 m hacia abajo desde la parte superior del talud y de forma inclinados entre  $10^\circ$  y  $20^\circ$  penetrando la masa de suelo;

debido a eso, es posible que las vigas del puente interfieran con la perforación y anclaje del soil nailing. Para evitar esto, se colocan los anclajes del suelo, horizontalmente, para estar dentro del espacio entre las vigas del puente.

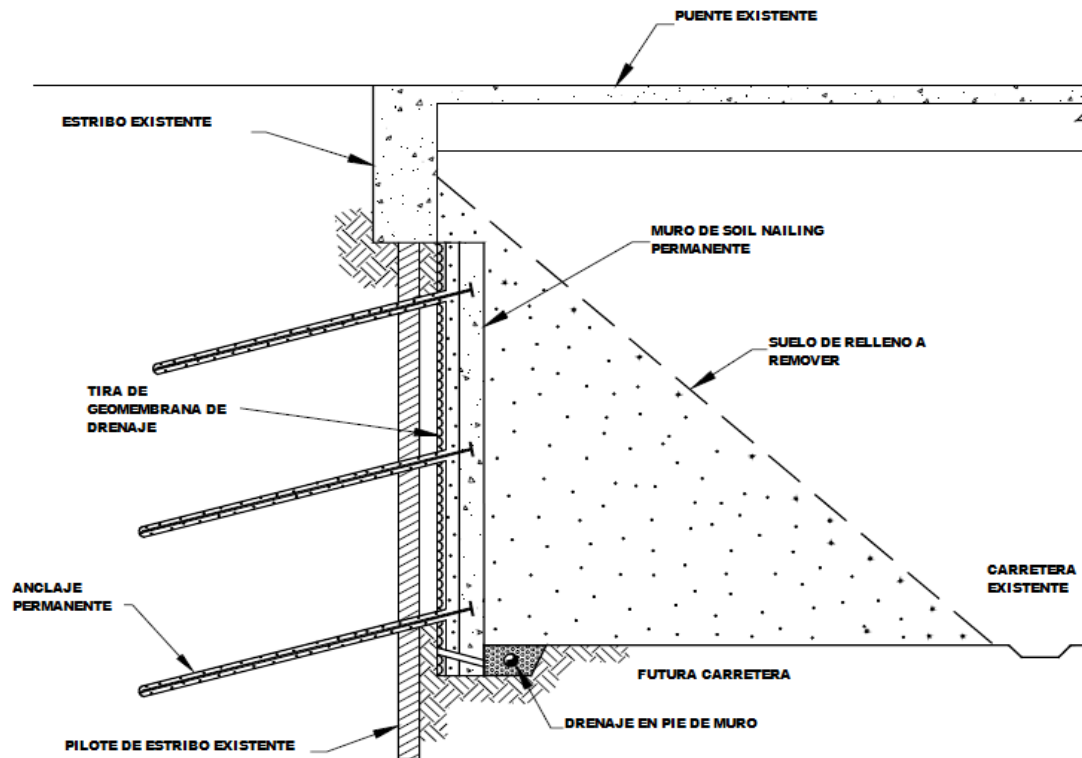


Figura 3. 6 Muro de soil nailing en talud bajo puente existente.

### 3.2.3 Reparación y reconstrucción de estructuras de retención existentes.

Los muros soil nailing se utilizan para estabilizar las fallas en taludes y laderas para conservarlas estables, a través de anclajes embebidos en el suelo, instalándolos directamente para retener taludes naturales o taludes pre-tratados de la siguiente manera:

- Muros de retención, tradicionales, hechos de mampostería de piedra o bloque, y de concreto reforzado, se aplicarán anclajes soil nailing, por deterioro estructural

o deformaciones excesivas, respecto a los empujes del relleno en el trasdós del muro y sus fundaciones.

- Muros de tierra armada con suelos mecánicamente estabilizados (SME), deteriorados debido a la corrosión del refuerzo interno o por la mala calidad del relleno.

Las deformaciones del suelo las absorben los anclajes trabajando a tracción durante su funcionamiento seguro, de acuerdo con la estructura que portan.

### **3.3 Clasificación según la condición del problema a resolver.**

Los muros soil nailing son ampliamente utilizados, principalmente, en estructuras como las siguientes:

- Sótanos de edificios, al aplicar anclajes del muro de tierra armada o soil nailing en paredes verticales, por corte de excavación en marcha, los anclajes se van colocando conforme la altura de esta aumente, a la vez, se aplica la pantalla de concreto lanzado, dando mayor seguridad y estabilidad a la masa de suelo soportante.
- En las carreteras, los taludes de corte pueden ser verticales o casi verticales. Para establecer el ancho del derecho de vía sin afectar, mayormente, los terrenos colindantes con el viaducto.
- En proyectos de ampliación de vías existentes. Por ejemplo, el caso de la periferia sur de la ciudad de San Salvador, en la prolongación del boulevard orden de malta, tramo II de la antigua carretera a Huizucar entre rancho navarra y redondel de PriceSmart donde existía una calle, con el diseño de ampliación de la

sección, se estableció la necesidad de dejar taludes casi verticales en ambos lados, para evitar demoler varias edificaciones, los cuales fueron estabilizados con tecnología de los muros de tierra armada o soil nailing.

### **3.4 Condiciones y características del lugar que propician su aplicación.**

#### **3.4.1 Condiciones del terreno para el suelo armado o soil nailing.**

En general, el uso de los muros de tierra armada o soil nailing requiere que el agujero una vez se haya hecho con taladro, este pueda mantener su estabilidad al menos durante varias horas, sin desboronarse o que haya desprendimientos internos. Así los tipos de terrenos donde se apliquen los muros de tierra armada o soil nailing, requieren que sean capaces de mantenerse sin apoyo en corte vertical o corte abruptamente inclinado de 1m a 2m de altura, durante uno o dos días. Además, los suelos que son considerados convenientes, para aplicar los muros de soil nailing son los siguientes:

- Suelos residuales y rocas sueltas sin orientación favorable, en condiciones donde no existan sobrecargas al suelo soportante.
- Suelos cohesivos como limos arcillosos y arcillas de baja plasticidad con un índice de plasticidad menor que 15.
- Suelos naturalmente cementados o arenas densas y gravas con alguna cohesión.
- Suelos de grano fino o arenas medias con cohesión y capilaridad de al menos  $0.051\text{Kg/cm}^2$ , asociadas con un contenido de humedad natural de al menos 5 por ciento. Este tipo de suelo puede, ocasionalmente, tener problemas en la pantalla,

cuando el corte en la parte inferior, es decir, junto a la pantalla, este sujeto a evaporación de humedad por el calor solar.

- Suelos estables por encima del nivel freático del terreno.

### **3.4.2 Normas y especificaciones técnicas.**

En El Salvador se aplican las siguientes:

- Manual para el diseño y supervisión de construcción de paredes de suelo armado FWHA-SA-96-069. En este manual, se establece el concepto de suelo anclado. En la práctica, es una guía para la selección, diseño, y especificaciones del suelo anclado, tomando en cuenta que sea técnica y económicamente satisfactorio. Primordialmente, contiene métodos de diseño y procedimientos para suelos anclados permanentes, estos tendrán una duración de servicio entre 75 a 100 años.
- Manual para inspectores de campo de soil nailing. Contiene los conocimientos necesarios para el monitoreo efectivo de estos, construcción de muros de retención de suelo anclado. El manual está dividido en dos partes, pre-construcción e inspección de construcción.
- Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno.
- Su objetivo es proporcionar criterios claros, para garantizar condiciones de calidad y durabilidad, en concordancia con las necesidades de cada proyecto. Se describen y estudian los anclajes individualmente, respecto al diseño, fabricación, construcción, control del funcionamiento de estos una vez absorben cargas externas y desarrollan tracción.

### **3.4.3 Características del suelo necesarias para su uso.**

Los muros de tierra armada o soil nailing se utilizan por ejemplo, en cualquier suelo que no sea arcilloso. La experiencia en los proyectos ha demostrado, que son favorables los suelos limos-arenosos y hacen que los muros de tierra armada o soil nailing sean rentables sobre otras técnicas. Inversamente, ciertas condiciones del suelo se pueden considerar marginales para los muros de tierra armada o soil nailing, como los suelos arenosos, pueden hacer el uso de esta técnica, resultando demasiado costosa en comparación con otras técnicas o un muro de mampostería reteniendo una masa de suelo arenoso. Los muros de tierra armada o soil nailing, se pueden construir generalmente sin complicaciones en una estratigrafía variada, mientras las capas individuales del perfil de suelo consistan en los materiales convenientes según el estudio estratigráfico del suelo.

### **3.4.4 Condiciones favorables del suelo para los muros de soil nailing.**

Los muros de tierra armada o soil nailing se han construido con éxito en varios tipos de suelos:

- a. Suelos de granos finos o cohesivos. Arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, limos arenosos y combinaciones de estos.
- b. Suelos de granulares muy densos con cohesión aparente.
- c. Suelos glaciales.

Las dificultades de la construcción y las complicaciones de largo plazo pueden ser evitadas, generalmente, cuando prevalecen las condiciones, por ejemplo, un ángulo de fricción interna alto ( $35^\circ$ ). Los muros de tierra armada o soil nailing resultan factibles económica y técnicamente atractivos en casos como los siguientes:

- El suelo excavado entre 1m a 2m (3pies a 6pies) de altura el cual se mantenga sin desboronarse o sin apoyo en corte vertical por uno o dos días<sup>23</sup>;
- cuando todos los anclajes se encuentran sobre el nivel freático, y
- si los anclajes del suelo están debajo del nivel freático, el agua subterránea no deberá afectar a la cara superior de la excavación, la fuerza en enlace del interfaz entre la pantalla y la tierra circundante, o la integridad a largo plazo de los anclajes del suelo (por el ataque químico y la corrosión).

Cuando los orificios para los anclajes sean perforados sin el uso de las cubiertas y que el orificio de los anclajes esté sin apoyo por algunas horas hasta que las barras de anclaje estén instaladas y el orificio sea rellenado, los anclajes en el suelo han quedado instalados con éxito, usando el método de la perforación del hueco-vástago adentro los orificios completamente y temporalmente encajonados. La selección del método de perforación lo elije convenientemente el contratista de la instalación de los anclajes.

Las condiciones del suelo se presumen favorables para la construcción de los muros de tierra armada o soil nailing, cuando los resultados de pruebas en la práctica indican suelos competentes. La prueba de penetración estándar (SPT) proporciona el valor del, N, que se puede utilizar para identificar en el suelo, sus condiciones favorables. Así, los siguientes tipos de suelo se consideran bien aptos para el uso de tierra armada o soil nailing:

- Suelos rígidos de partículas finas. Los suelos de granos finos, pueden incluir arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos,

---

<sup>23</sup> Es recomendable hacer uno o tres agujeros pilotos de prueba para estar seguros de esta profundidad.



y combinaciones de estos. Los suelos de grano fino de consistencia rígida se pueden clasificar como tal, si el N de la prueba SPT es por lo menos de 9 golpes o 300 milímetros. Sin embargo, la caracterización de la consistencia de los suelos de grano fino, no se debe de confiar solamente en el valor de N de la prueba SPT; se debe complementar mediante ensayos triaxiales para encontrar la ley de resistencia al corte para asegurarse del valor del esfuerzo cortante máximo aceptable y la cohesión del suelo.

- Para reducir al mínimo, a largo plazo, los potenciales desplazamientos laterales de los muros de tierra armada o soil nailing, los suelos de grano fino deben tener una plasticidad relativamente baja, generalmente índice de plasticidad menor que 15.
- Suelos granulares muy densos con cohesión aparente, contienen arena y grava. Al aplicarles la prueba SPT, N es mayor que 30, (Terzaghi y otros, 1996), sus contenidos de finos, entre 10% a 15% o los que tengan cementación natural débil que proporcionan esta cohesión. Las fuerzas capilares en arenas finas húmedas pueden también proporcionar una cohesión aparente, generalmente mayor que 5 KPa ( $0.05 \text{ kg/cm}^2$ ), para evitar la fractura producida por las excesivas fuerzas capilares del agua, y de tal modo, la reducción significativa de esta cohesión aparente, el movimiento del agua dirigida hacia la cara de la excavación, necesita ser reducida al mínimo, volviendo a dirigir el agua superficial, lejos de la cara de la excavación.

- Roca meteorizada sin planos de debilidad. La roca con meteorización moderada da apoyo conveniente para los anclajes del suelo, mientras los planos de debilidad que ocurren en orientaciones desfavorables no sean frecuentes (por ejemplo, los planos de debilidad inmersos en la excavación). Si el grado de meteorización fuera aproximadamente uniforme, a través de la roca, se podría aplicar sólo un método de perforación y de instalación requerida; pero, cuando la roca en un sitio está muy meteorizada, se requerirán cambios en técnicas, y equipo para perforación e instalación, de tal modo que, se vuelva costosa y prolongada la instalación de los anclajes.
- Suelos glaciales. Depósitos aluviales y glaciales, estos materiales son suelos granulares, densos, bien graduados, con una cantidad limitada de finos, propios para aplicarla en muros de tierra armada o soil nailing.

#### **3.4.5 Condiciones desfavorables o difíciles del suelo para la aplicación de la tecnología tierra armada o soil nailing.**

Las condiciones desfavorables del suelo para la aplicación de los muros de soil nailing son las siguientes:

- Los suelos cohesivos mal graduados y secos. Que no contienen finos, (arcillas) cementación natural, ni cohesión aparente. En tales suelos, los cortes casi verticales son difíciles de alcanzar.
- Suelos con alto contenido de humedad o evidencia del nivel freático del agua subterránea aislada detrás de la pared propuesta de los muros de tierra armada o soil nailing, éstos requerirán de un buen drenaje, y será necesario estabilizar la

masa de suelo en esta zona. En suelos granulares sueltos, el agua subterránea puede minar y hacer oquedades o cárcavas internamente o en la superficie, provocando derrumbes y desconformación del talud, su reparación requerirá instalación costosa de anclajes del suelo. El agua subterránea excesiva que se filtra hacia fuera de la cara de la excavación puede causar dificultades significativas para el uso del concreto lanzado.

- Suelos con boleos y cantos rodados. Una proporción grande de boleos y cantos rodados presentes en el suelo, puede causar dificultades excesivas para la perforación de los agujeros, así como para colocar los anclajes. Todo esto, puede llevar a costos altos y tiempos prolongados de construcción. Cuando sólo algunos cantos rodados y boleos están presentes, se modifica la orientación de la perforación de un sitio a otro para reducir al mínimo o eliminar la mayor parte de las perforaciones difíciles.
- Suelos de grano fino, muy suaves. Estos suelos tienen típicamente valores de  $N$  del ensayo SPT menores que 4 y son desfavorables para la aplicación de la técnica de soil nailing, porque desarrollan fuerzas de enlace relativamente bajas en la interfaz suelo anclaje, de tal modo que, se requieren longitudes de los anclajes muy largas hasta encontrar buena compacidad de la masa de suelo para que estos desarrollen la resistencia requerida. Las deformaciones del suelo, a largo plazo, hasta producir deslizamiento, como en las arcillas altamente plásticas con índice de plasticidad mayor que 15, estas condiciones son menos críticas cuando se usa la técnica soil nailing preventiva, por ejemplo, en

excavaciones temporales. Cualquier sistema de retención construido sólo de arriba hacia abajo, el potencial para la inestabilidad en la parte inferior de la excavación es alto en suelos de grano fino suaves. Además, los suelos de alta plasticidad (con IP mayor que 15) pueden ser expansivos y pueden inducir a presiones localizadas adicionales sobre la pantalla, debido a la expansión.

- Suelos orgánicos: limos orgánicos, arcillas orgánicas, turba y turba fibrosa, sus fuerzas de corte son muy bajas, así mismo, sus fuerzas de enlace, generando longitudes del anclaje de alto costo. Estas condiciones desfavorables pueden tener un impacto perjudicial en la estabilidad con longitudes muy largas de anclajes. Además, los suelos orgánicos tienden a ser más corrosivos que los suelos inorgánicos.
- Suelo altamente corrosivo, cenizas, escorias, o agua subterránea. Estas condiciones pueden llevar a la necesidad de proporcionar protección costosa contra la corrosión, lo cual es muy desventajoso permanentemente en los muros de soil nailing.
- Roca meteorizada con planos debilidad, roca cárstica. La roca meteorizada con planos de debilidad, por ejemplo, juntas, fallas, contactos entre estratos, fracturas, pueden afectar la estabilidad del interior del orificio de anclaje y hacer difícil la inyección de la lechada.
- Loess. En estado seco, este suelo permite la instalación económica de los muros de tierra armada o soil nailing. Sin embargo, cuando hay excesiva humedad e ingreso de agua detrás de la pantalla del muro, la estructura del loess se suelta y

puede derrumbarse por pérdida significativa de fuerza resistente al corte del suelo. Por eso, es necesario controlar la humedad con filtros y drenajes, de esos suelos muy vulnerables a estas condiciones que los vuelve inestables. Y pueden fácilmente producir colapso de la estructura; de ahí que, las longitudes de los anclajes son inusualmente largas, dando lugar a usar métodos convencionales de instalación.

Otras condiciones anómalas del suelo, al determinar la viabilidad de los muros de tierra armada o soil nailing, son las siguientes:

- Exposición prolongada a las temperaturas de congelación, particularmente, en suelos granulares y limos saturados; estos generarán sobrepresiones temporales o permanentes. En la estructura, la repetición de los ciclos de congelamiento y descongelamiento, en suelos conservados por los muros de soil nailing, pueden reducir la fuerza de enlace en la interfaz suelo anclaje y la adherencia entre el concreto de la pantalla del muro y el suelo. Esto se minimiza, protegiendo contra la penetración de la helada, asimismo una mezcla apropiada del hormigón proyectado.
- Suelos granulares muy sueltos ( $N \leq 4$ ) y sueltos ( $4 < N \leq 10$ ), pueden experimentar asentamientos excesivos debido a las vibraciones causadas por los equipos de construcción y por el tráfico.
- Suelo granular saturado suelto y muy suelto, puede ser susceptible a la licuefacción en regiones expuestas a sismos. Estos pueden densificarse,

estabilizándolos, para reducir al mínimo estos efectos perjudiciales, sin embargo sus costos serán muy altos y es recomendable sólo en casos especiales.

Así, cuando los suelos de los taludes a estabilizar tienen condiciones dificultosas para aplicar muros de tierra armada o soil nailing, se vuelven mayores los costos de estabilización de los taludes, esto en diseño y construcción, lo cual lleva a evaluar su aplicación e inversión, según el caso.

### **3.5 Problemas para funcionamiento estructural de los muros de tierra armada o soil nailing.**

#### **3.5.1 Estados límite.**

- El análisis y diseño de muros de soil nailing debe considerar dos condiciones limitantes distintas: estados de fuerza límite y estado de servicio límite.
- Estados de fuerza límite. Se refiere a los modos de colapso o falla, en los cuales, la carga aplicada induce esfuerzos mayores que la estructura completa o las componentes individuales de la fuerza sobre él, y la estructura se vuelve inestable. Los estados de fuerza límite, surgen cuando se manifiesta uno o varios modos de falla potenciales en el talud. El diseño de un muro hecho de soil nailing garantizará, que la estructura completa (talud y anclajes) sea segura contra todas las condiciones de falla potenciales, presentadas en la (Fig. 3.7), y clasificadas como sigue:
  - Falla externa, este es el caso de aplicación a estudiar;
  - Falla interna; y
  - Falla de la pantalla.

- ▀ Estados de servicio límite que perjudican el funcionamiento normal y seguro de la estructura sin que haya colapso. El principal estado límite de servicio, de los muros hechos de soil nailing, está asociado con las deformaciones excesivas del muro, por ejemplo, cuando está en construcción, y hay desplazamientos horizontales totales, diferenciales, asimismo el fracturamiento del concreto de revestimiento y la fatiga causada por cargas repetitivas.

### **3.5.2 Falla externa.**

Ocurre cuando desarrolla superficies potenciales de falla que pasan interceptando los anclajes o detrás de ellos. Para falla externa, la masa del muro de tierra armada, generalmente se considera como un bloque. Los cálculos de estabilidad toman en cuenta, que las fuerzas cortantes que resiste el suelo, actúan a lo largo de superficies de falla para establecer el equilibrio de este bloque. Si la superficie de falla cruza uno o más anclajes, los anclajes interceptados contribuyen a la estabilidad del bloque, proporcionando una fuerza de estabilización externa que debe ser añadida a las fuerzas resistentes a lo largo de la superficie de falla.

Los análisis de estabilidad externos se realizan, para verificar que el muro propuesto de soil nailing sea capaz de resistir las fuerzas de desestabilización inducidas por la excavación, cargas de servicio, y cargas extremas (p.ej., sísmicas) para cada una de las fallas potenciales.

Los factores que controlan la estabilidad externa incluyen la altura del muro, la estratigrafía del suelo detrás y bajo el muro, la anchura de la zona anclada (p. ej., las longitudes de anclajes). Las fallas externas consideradas en el análisis de los sistemas de

muro de soil nailing son las siguientes: falla total, falla por deslizamiento (en la base) y falla de porte.

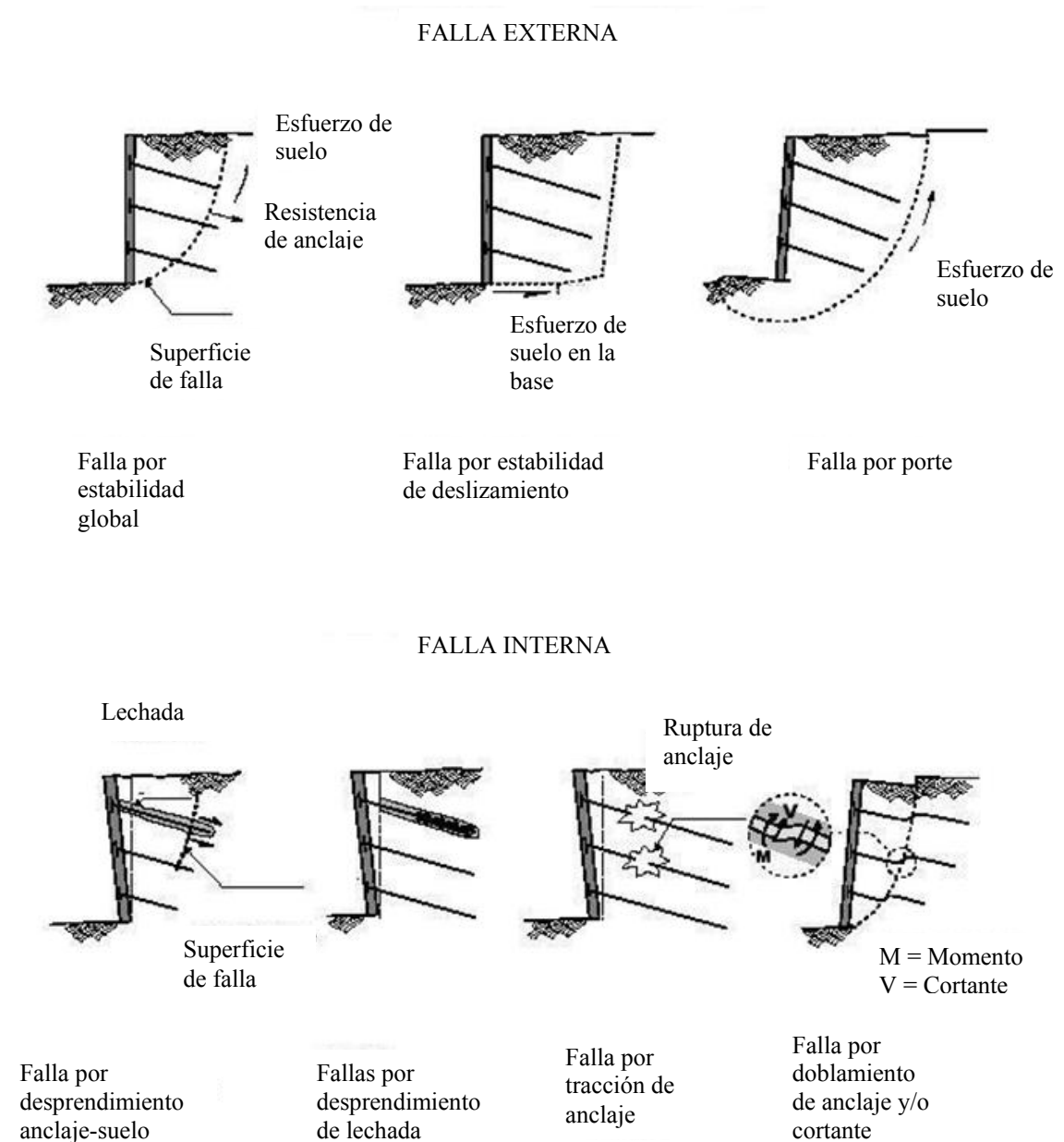


Figura 3. 7 Tipos de falla externa e interna de muros de soil nailing.



## FALLA DE LA PANTALLA

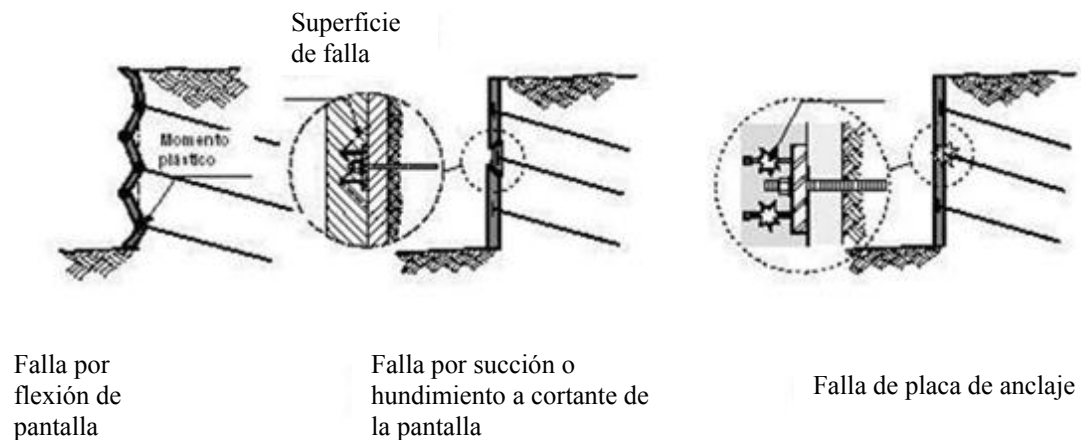


Figura 3. 8 Tipos de falla de pantalla en muros de soil nailing.

### 3.6 Actividades para la construcción de los muros de tierra armada o soil nailing.

La secuencia de actividades de construcción para muros de soil nailing, son las siguientes:

- ▀ Trazo;
- ▀ Excavación;
- ▀ Perforación de agujeros para anclajes;
- ▀ Instalación de barras de anclaje y lechada de relleno grout;
- ▀ Instalación de drenaje;
- ▀ Instalación de concreto lanzado.

#### 3.6.1 Trazo.

Previo al inicio de las perforaciones, se solicitará al contratante, que entregue perfiles longitudinales de los cortes en dónde se construirán los muros, deberán incluir los estacionamientos para referencia de los trabajos, los niveles superiores del corte, niveles

de bermas o terraza final, con el objeto de preparar los trazos de corte y planos de taller.

### **3.6.2 Excavación.**

Antes de hacer cualquier excavación, las aguas superficiales deberían ser controladas construyendo colectores que descarguen en lugares adecuados para prevenir que el agua superficial de la corriente, en la excavación, afecte la construcción y potencialmente cause inestabilidad de la cara excavada. Los colectores de trincheras detrás de los límites de la excavación, por lo general interceptan y desvían el agua superficial.

Posteriormente, se hace la excavación del suelo usando equipo de trabajos convencionales de movimiento de tierra desde una plataforma, el acabado final de la cara de excavación se hace utilizando una excavadora desde una plataforma. El corte inicial del terreno es típicamente de 1m a 1.2 m de altura. El perfil de cara excavada no presentara irregularidades (razado uniforme) para reducir al mínimo las cantidades excesivas de concreto lanzado. Los perfiles de suelo que contienen rocas incrustadas pueden requerir excavación manual. Se requerirá una plataforma de trabajo de 10m de ancho, para acomodar el equipo para taladrar, para la instalación del anclaje.

La situación más crítica relacionada con la estabilidad del muro ocurre durante la construcción. Para cortes intermedios del terreno, los de seguridad, más bajos, pueden ocurrir cuando el corte abierto temporalmente no está apoyado (esto es, antes de que los anclajes y el concreto lanzado sean colocados en estos niveles). Es necesario controlar los signos tempranos de inestabilidad durante la construcción, tales como hinchamiento del suelo y excesiva deformación de la cara excavada del suelo. Si se vuelven críticos,

se informará rápidamente al superintendente de construcción y al ingeniero de diseño para su corrección, y con la urgencia del caso, los inspectores experimentados y otros supervisores, deben responder inmediatamente si esta situación surge, con acciones para evitar cualquier riesgo, por mínimo que este parezca. Por eso, es importante que las especificaciones contractuales se apliquen estrictamente, como estén indicadas pertinentemente, aclarando dudas y según se vaya autorizando la ejecución, por la supervisión.

Para casos donde el corte no puede estar de pie, sin apoyo, durante el período de tiempo requerido, se puede emplear una berma continua, para estabilizar la sección de cara no apoyada. Posteriormente, el concreto lanzado se aplica a lo largo de la superficie excavada.



Figura 3. 9 Levantamiento de excavación inicial e instalación de anclaje.

### **3.6.3 Perforación de agujeros para anclajes.**

Los agujeros, para introducir los anclajes, se hacen usando por ejemplo, entre los métodos de perforación de rotación, percusión, y perforación por rotación/percusión. El

equipo seleccionado debe ser compatible con las condiciones del terreno, previstas, y el total de longitud y diámetros de anclajes requeridos. En los Estados Unidos de América, es más común que usen para hacer los agujeros de anclaje, un taladro tallo hueco con lo que se puede obtener, altos rendimientos de instalación y gastos relativamente bajos. Los agujeros de anclajes, usando taladro de tallo hueco, se pueden obtener en diámetros entre 100mm a 300 mm (4 pulg. a 12 pulg.). Más comúnmente, los “drillholes” tienen de 150mm a 200 mm (5 pulg. a 8pulg.) de diámetro. Los contratistas, por lo general, seleccionarán un “drillhole” de diámetro relativamente grande, por ejemplo, 200 mm u 8pulg.

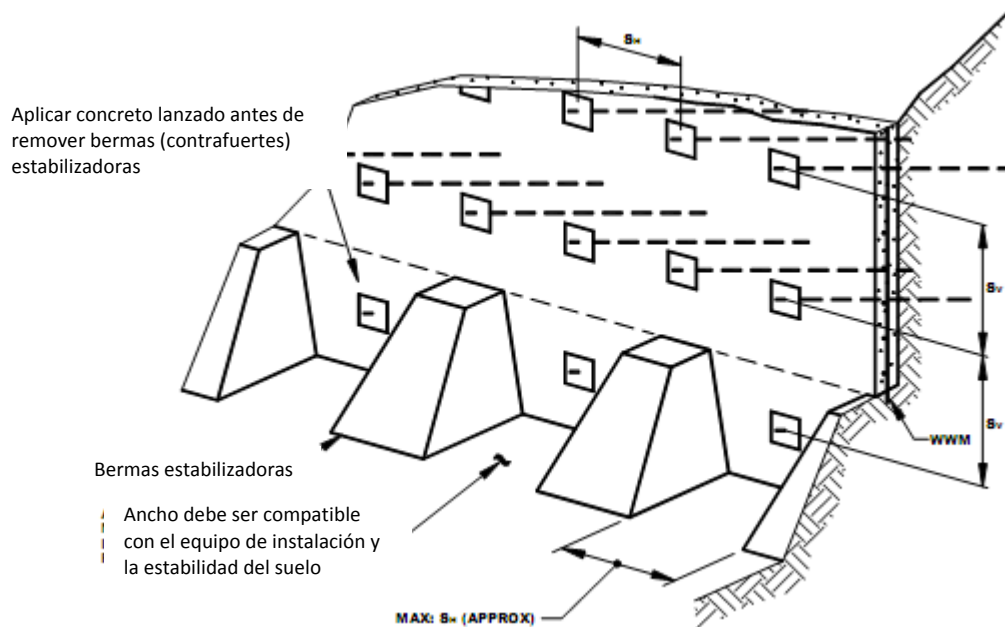


Figura 3. 10 Ejemplo de excavación alternativa temporal: excavación de ranura.

En el método de percusión, para taladrar el agujero, desplaza el suelo suelto excavado por conducción de las barras del taladro que tienen un punto de impacto sobre el final. Los métodos rotatorios de percusión desplazan el suelo excavado para su desalojo,

conduciéndolo a través de las barras del taladro. La selección del método de perforación, puede ser controlada por la disponibilidad local de equipo y las condiciones específicas del terreno. Sin embargo, el ingeniero de diseño, a su criterio, puede restringir la opción de métodos de perforación y de estos procedimientos de perforación basados en las condiciones sub-superficiales. Por ejemplo, las restricciones pueden ser impuestas si se considera que los métodos pudieran tener un efecto adverso sobre la integridad de las estructuras adyacentes.



Figura 3. 11 Perforación típica de anclajes con el método rotatorio.

#### **3.6.4 Instalación de barras de anclaje y lechada de relleno (grout).**

La práctica más común para colocar barras de anclaje es insertarlas en un “predrilled”, en los diámetros límites de 100mm a 300 mm (4pulg. a 12pulg.) para que después de esto, el hoyo se llene con lechada de cemento (grout).

En suelos problemáticos de loess, se aplica el Método de lechada por gravedad, donde las partes inferiores y laterales de la pared del hoyo perforado, se debilitarán porque al principio, al loess seco lo humedece la lechada y las paredes con exceso de humedad podrían colapsar. Así, la lechada no puede alcanzar la cima de la pared del hoyo perforado, porque hay restos secos (grumos gruesos) y prácticamente indeformables, debido a la buena rigidez del loess. Como un resultado combinado, la geometría del hoyo perforado se deforma y la mayoría de la interfaz de lechada/suelo proporcionará

esfuerzos bajos. Además, las fuerzas de fricción adecuadas, se pueden alcanzar, si se aplica alta presión de inyección, 0.5 Mpa (5.1 Kg/cm<sup>2</sup>).

### **3.6.5 Instalación del Drenaje en muros de tierra armada, soil nailing.**

La migración de aguas subterráneas hacia la excavación deberá ser prevista, a través de métodos convencionales de regulación de las aguas superficiales y drenajes, los cuales son necesarios durante la construcción. Estos métodos incluyen zanjas de interceptación en lo alto de la excavación. Además, la membrana vertical de geocompuesto se instala detrás de la pared para prevenir que la presión de aguas subterráneas aumente. El desagüe de equilibrio, consiste en una zanja en el fondo de la excavación, el cual está lleno con agregado libre de finos y tiene un tubo de PVC, ranurado, para recolección de agua y drenar. Además, los lloraderos pueden ser instalados en la parte inferior del muro. Cuando el nivel freático detrás del muro soil nailing se encuentre alto, es necesario colocar drenajes con tubos horizontales más profundos.

### **3.7 Anclajes.**

Los anclajes que se construyen en la actualidad, son un medio esencial para garantizar la estabilidad de diversas estructuras de suelo o roca. Pueden usarse muy ventajosamente en cualquier situación en que la masa de suelo no soporte un determinado estado de esfuerzos o tensiones, por ejemplo, un talud en una carretera. El fin principal de su aplicación, es, estabilizar masas rocosas o suelos no estables, transmitiéndoles fuerzas externas a través de anclajes, soil nailing, a la profundidad requerida en el diseño.

### **3.7.1 Clasificación de los anclajes.**

#### **3.7.1.1 Clasificación de los anclajes según su aplicación en función de su tiempo de servicio.**

- a.** Anclajes provisionales, o temporalmente instalados, son un medio auxiliar para proporcionar condiciones de estabilidad a la estructura, durante el tiempo necesario para colocar otros elementos resistentes que lo sustituyan.
- b.** Anclajes permanentes, se instalan con acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad, proyectados y construidos para resistir los efectos de la corrosión.

#### **3.7.1.2 Clasificación de los anclajes según su forma de trabajar.**

- Anclajes pasivos: no se pretensa el anclaje después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. De aquí, se obtienen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos, en los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por el movimiento de la masa que produce propiedades resistentes. Tal movimiento puede causar rotura del revestimiento protector contra la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es necesaria. Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación de la roca que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de ella. La efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente



con la magnitud de la dilatación, y la rugosidad, también los taludes en suelos o rocas blandas, con juntas relativamente lisas, los anclajes pasivos son menos efectivos.

- Anclajes activos: una vez instalados, se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza. Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión, incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales al esqueleto del suelo o roca.
- Anclajes mixtos: la estructura metálica se pretensa con una carga menor que la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente que se reserva para absorber posibles movimientos aleatorios del terreno.

### **3.7.2 Anclajes inyectados.**

Estos tipos de anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas mediante inyecciones de lechada de cemento o mortero (grout). El elemento estructural se somete a tracción, generando un esfuerzo de anclaje, el cual es soportado por la resistencia al corte, lateralmente, en la zona de inyección en contacto con el terreno. A través de la inyección, se forma un elemento empotrado en el extremo profundo del tirante metálico dentro el barreno, por lo tanto, las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, solamente en el tramo de la zona inyectada. Adicionalmente, a los anclajes inyectados, se emplean también los pernos de anclaje, puntuales, los cuales tienen un dispositivo para empotrar

el sistema de anclaje en el fondo del barreno. Es práctica común utilizar los pernos de anclaje repartidos (anclajes pasivos), por ejemplo, en la roca, el empotramiento se efectúa en toda la longitud del barreno, con la lechada de cemento o resina. Si se usa, la resina y el elemento endurecedor, estos se colocan en unas cápsulas en el fondo del barreno. Al colocar la varilla metálica y rotarla, se rompen las cápsulas, mezclándose la resina y el elemento endurecedor.

También, se cementan los pernos mediante otro método, el cual consiste en colocar el mortero en un cuerpo cilíndrico perforado (constituido por dos placas de lámina) que se incorporan en el interior del barreno. Posteriormente se introduce el perno que comprime el mortero, el cual es obligado a salir por los agujeros de las placas de lámina, relleno todo el volumen del barreno. En los tirantes de anclaje, se utilizan como miembro de tracción, barras de acero de alta resistencia. Las barras tienen, generalmente, un fileteado exterior que aumenta la adherencia en la zona de anclaje y permite la unión por medio de manguitos especiales. El bloqueo de la barra sobre la placa, se hace por medio de una tuerca. Los tirantes de este tipo corresponden a capacidades portantes relativamente bajas del orden de 500 KN ó 51,000 Kgf y aún menores.

### **3.7.3 Partes de los anclajes.**

Zona de anclaje. Es una zona libre en la que el tirante puede alargarse libremente por efecto de tracción. En esta zona, el tirante se encuentra generalmente encerrado en una vaina de PVC embutida, que impide el contacto del tirante con el suelo.

Cabeza del anclaje. Es la que transmite el esfuerzo a la estructura de pantalla.

Debido al paso del tiempo de estar instalado el anclaje y funcionando, hay tendencias a que el cono de expansión se deslice, perdiendo efectividad progresivamente, como resultado del efecto de las vibraciones por voladuras. Para evitar estas desventajas, el barreno es inyectado con lechada de cemento, haciendo esto, por la boca del barreno y el tubo de regreso se logra que llegue hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de lechada por el tubo de regreso. De esta manera, el anclaje actúa en forma permanente, evitándose efectos de corrosión.

Para colocar el mortero, se utilizan semicilindros (cañuelas) de lámina perforada, que una vez rellenos de mortero se introducen en el barreno, posteriormente se inserta el acero, desplazando lateralmente el mortero, el cual penetra en el espacio anular, adaptándose perfectamente a todas las irregularidades, garantizando al mismo tiempo la buena adherencia de los barrenos. Si sólo en la parte extrema del barreno se coloca el mortero, con el tubo perforado, quedará una longitud libre, esta permitirá, que la zona de anclaje se efectúe mediante inyecciones de lechada, la cual se lleva a cabo a través de tuberías de PVC, frecuentemente inyectada a presión, alcanzando valores de hasta 3.00 MPa ó 30.6 Kg/cm<sup>2</sup>. En este caso, es necesario separar la zona de anclaje de la zona libre y evitar la lechada. Puede ser ventajoso, el uso de aditivos, por ejemplo, el CAVE GUNITEC 50-LE, para acelerar el fraguado de la lechada, y disminuir la retracción.

Bulbo de anclaje, es el material (cemento, mortero o resina) que recubre la armadura y que la solidariza con el suelo o roca que lo rodea. Es importante lograr una buena materialización del bulbo de anclaje; esta operación es más delicada cuando se trata de suelos o rocas sueltos y fracturados. La versión más simple es del tipo monobarra o

mono, en la cual, la barra se empotra directamente en el bulbo, debido a dificultades de garantizar una buena protección contra la corrosión de la armadura metálica. Esto tiene su aplicación, en la mayoría de las retenciones temporales.

La zona libre. Es la parte de la armadura metálica que se encuentra separada o independiente del suelo o roca que rodea al anclaje, lo cual permite deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

La cabeza. Corresponde a la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo. El anclaje de los tirantes se coloca mediante inyecciones de mortero o lechada de cemento. El tirante tiene uno o dos tubos que sirven para la inyección y salida del aire. Para repartir el esfuerzo ejercido por el tirante sobre la estructura a estabilizar, se utiliza una placa de hormigón armado o metálica. El sistema de abroche de armadura a la placa de apoyo puede estar constituido por tuercas, en el caso de barras roscadas. El abroche puede ser común al conjunto de la armadura o independiente para uno o varios elementos. La placa de apoyo, suele situarse, a su vez, sobre un bloque de hormigón armado que transmite los esfuerzos a la superficie del terreno en la cara vertical.

La puesta en tensión de los cables se efectúa, normalmente, mediante gatos o, si la cabeza dispone de rosca (barra), mediante llave dinamométrica, la cual da la tensión transmitida al anclaje.

#### **3.7.4 Protección contra la corrosión.**

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión, ya que si no está protegido puede tener poca duración, por ejemplo, 6 meses. Los principales factores que generan el proceso de corrosión, son los siguientes:

- Resistividad del suelo, la cual decrece a medida que la porosidad aumenta.
- Factores microbiológicos.
- Contenido de humedad (w%): un incremento en esta, genera un ambiente propicio para la corrosión bacterial.
- Contenido de sales en el suelo.
- Valor del PH,  $PH < 4$ , corresponde a suelos altamente ácidos, generando picaduras en el metal.
- Contenido orgánico y transferencia de oxígeno: los suelos orgánicos producen ácidos orgánicos, los cuales atacan a metales enterrados; el flujo de aire y de oxígeno a través del suelo, retrasa la corrosión microbiológica, pero aumenta la corrosión electroquímica.

Un anclaje sometido a esfuerzos de tracción relativamente altos puede originar corrosión bajo tensión, esta aparecerá incluso, si el anclaje se encuentra en un ambiente neutro. El problema se evidencia, por la formación de zonas débiles, en el anclaje, que provocarán la rotura repentina. En general, en el caso de anclajes permanentes, es necesario emplear lo siguiente:

- Una vaina corrugada como elemento protector, también, se utiliza la vaina doble corrugada para asegurar la completa protección contra la corrosión.
- La vaina interior de plástico corrugado con tirantes, no debe agrietarse durante la carga, además de poseer suficiente capacidad adherente con la lechada de cemento en la interface interior y exterior para asegurar la máxima capacidad de carga de tirante.

- La vaina plástica exterior, tendrá suficiente espacio anular para permitir que la lechada de cemento de ambos conductos penetre con facilidad y tiene que cumplir con los mismos requisitos de la vaina interior. A la vez, la distancia adecuada entre el conducto externo y el barreno para que la lechada fluya con facilidad es de 5.00 mm., las grietas en la lechada de cemento no deben exceder de 0.10 mm de ancho.
- La zona libre se puede preservar rellenando el espacio entre la armadura y el barreno de la perforación con la lechada de cemento, recomendando asegurarse que después de la puesta en tensión de la armadura, inyección de la lechada de cemento, se haya envuelto totalmente la longitud de la zona de anclaje, y haber previsto que no queden imperfecciones como huecos o colmenas.
- Adicionalmente, es necesario revestir individualmente las barras o cordones con tubos de polietileno, rellenos de grasa, lo cual está especialmente indicando si son previsibles movimientos posteriores a la puesta en tensión, ya que podría producirse una rotura del revestimiento de la lechada, por pérdida de rigidez y fragilidad lítica de la lechada conformante, con la resistencia prevista.
- La cabeza de anclaje se encuentra en la parte exterior y debe ser objeto de cuidado especial. Es común, sellarla con cemento, o bien, protegerla con grasa en el interior de una cubierta galvanizada.

### **3.8 Pantalla de Concreto lanzado.**

El concreto lanzado, es un concreto o mortero proyectado a alta velocidad, 90 m/seg a 120 m/seg, en una superficie prevista. La típica pantalla de soil nailing, en una carretera

permanente, consiste en un concreto lanzado temporal “pantalla de construcción” y un molde final permanente en el lugar. Una pared temporal de soil nailing tiene solamente una pantalla de concreto lanzado. La construcción de la pantalla de concreto lanzado es típicamente considerada sólo una primera parte, en términos de su contribución estructural a largo plazo, pero debe soportar las cargas en la cara, hasta que el revestimiento permanente sea instalado. En algunas aplicaciones arquitectónicas, la pantalla de concreto lanzado puede ser diseñada para apoyo permanente, como panel no estructural prefabricado.

### **3.8.1 La función del concreto lanzado en el muro de soil nailing.**

La función del concreto lanzado en el muro soil nailing, es transferir en ambos, la pantalla y el suelo, la presión de la tierra que alcanza la pantalla desde el suelo a los anclajes y para prevenir el deterioro de la pantalla de suelo excavada. El concreto lanzado se aplica al lateral después de haber excavado y después de la colocación de los anclajes, pero puede ser también aplicado antes de la instalación del anclaje. Su función inicial es estabilizar la superficie. Como el talud se descarga contra la pantalla de concreto lanzado, permite hacer excavaciones cercanas entre sí, el refuerzo de concreto lanzado resiste y transfiere presiones del suelo a los anclajes. En los muros hechos con la tecnología soil nailing, los esfuerzos de tracción y flexión de la pantalla, indican su capacidad de portación de cargas. El concreto lanzado debe restringir el movimiento del terreno y ser capaz de adaptarse a algún movimiento de tierra. La resistencia temprana y la dureza del concreto lanzado son importantes, esto es, la capacidad para absorber energía y cargas de apoyo después de agrietarse, respectivamente. La calidad de la

construcción de la pantalla, es menos crítica que el revestimiento permanente, excepto, desde las perspectivas de seguridad del trabajador. El revestimiento permanente y la calidad final de la construcción de la pantalla de concreto lanzado, es importante que no se degraden, debido al drenaje de las aguas subterráneas agresivas y deshielo, por lo cual, se protegerá el acero en contra de la corrosión, y se retendrá la integridad alrededor de la placa de la cabeza del anclaje.

Las propiedades críticas del concreto lanzado son por ejemplo:

- Pérdida o debilitamiento de los esfuerzos cortantes y los esfuerzos de flexión. Prevenir perforaciones alrededor de las conexiones de la pantalla- anclaje.
- Armonización de esfuerzos entre la pantalla y los anclajes.

### **3.8.2 Tipos de concreto lanzado para proteger la pantalla de los muros soil nailing.**

Hay dos métodos de aplicación del concreto lanzado: mezcla húmeda y de mezcla-seca. En la mezcla-seca, los agregados y el cemento están mezclados y depositados en la tolva; la mezcla de agua se agrega al inyector y por lo tanto instantáneamente ajustada a la cara de trabajo, el material se transporta por el aire comprimido de la tolva por el inyector. En la mezcla-húmeda una mezcla plástica de agregado, cemento, agua y aditivos, se transporta al inyector con la bomba hidráulica, a 80m/seg, es la velocidad de inyección que alcanza el aire comprimido (ver figura 3.12). A menudo, se prefiere la mezcla húmeda de concreto lanzado para aplicar en los muros soil nailing, debido a lo siguiente:



- Rendimiento de volumen, más alto, de 6 a 8 m<sup>3</sup>/h para la mezcla húmeda, versus 4 a 6 m<sup>3</sup>/h para la mezcla seca;
- Menor rebote, 5% para mezcla húmeda y 15% para mezcla seca;

La mezcla-húmeda, generalmente, es más simple, rápida y más económica. Sin embargo, la mezcla seca todavía puede encontrar uso en el soil nailing, cuando el suelo esté sumamente mojado, condicionando la capacidad para ajustar la humedad de la mezcla, o añadir acelerantes pulverizados en demanda, reduciendo la variación de impropiedades.

### **3.8.3 Equipo para aplicar concreto lanzado.**

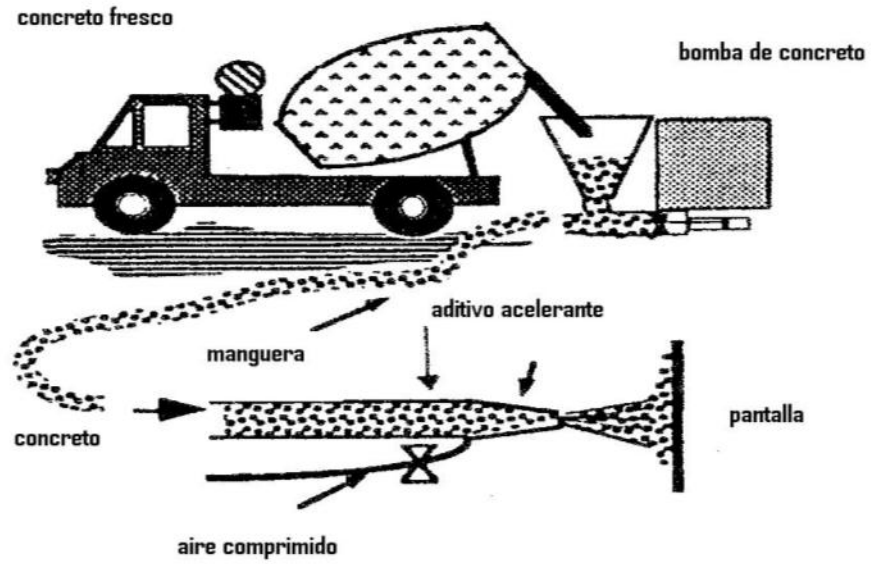
La figura 3.12 muestra esquemáticamente el equipo usado en la mezcla seca y húmeda.

Consistente en lo siguiente:

- Una bomba de hormigón con una salida de diámetro de 75mm reducida con una manguera de goma, de 40mm a 50mm de diámetro, para el manejo práctico del equipo.
- Un compresor de aire, con al menos 60 litros/seg de capacidad.
- Un inyector. Hecho de caucho duro, plástico, o acero, afilado, o protuberante.

También puede haber equipo auxiliar, como dispensadores para fibras y complementos.

MEZCLA HÚMEDA



MEZCLA SECA

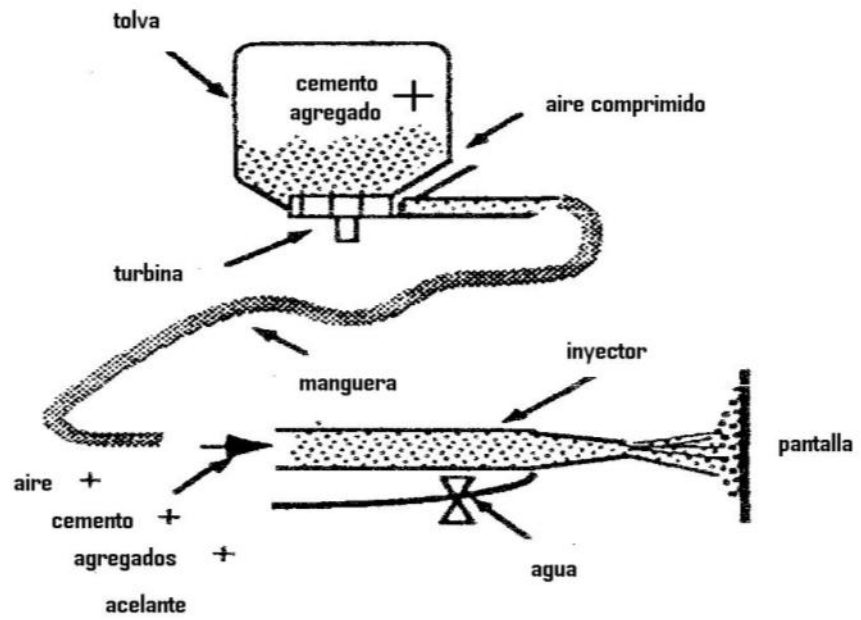


Figura 3. 12 Proceso esquemático de la mezcla seca y la mezcla húmeda.

#### **3.8.4 Materiales para concreto lanzado.**

El concreto lanzado, consiste en una pasta hecha de cemento más agua, un agregado fino de diámetro de 5mm o menor, inerte y un relleno de agregado grueso. A la pasta se le puede agregar minerales y mezclas de químicos para reducir la cantidad de agua, arrastre de aire, partículas dispersas, y el incremento o decremento de tiempo de trabajo.

El concreto lanzado puede incluir los siguientes materiales:

Cemento. Cementos Portland Tipo I y II para uso normal, el Tipo III se usa cuando se requieren esfuerzos tempranos, y el Tipo V, para sulfatos expuestos. Los cementos, su uso está descrito en la norma de la AASHTO M85.

- Para concreto lanzado caliente, es preferible limitar la temperatura del cemento a 65°C, para reducir rápidamente el tiempo de secado. Los cementos especiales que endurecen rápido pueden encontrar el uso en los requerimientos de esfuerzo temprano.
- Agregado. Los agregados convenientes, son uniformemente graduados para el concreto que reúnen los requerimientos de la ASSHTO M6 para agregados finos y M80 para agregados gruesos. Una graduación comúnmente usada en la especificación del concreto lanzado esta contenida en la tabla 3.1:

Tabla 3. 1 Graduación de los agregados para concreto lanzado según el ACI 506.2

Medida del tamiz en milímetros	Porcentaje que pasa por peso
12	100
10	90-100
5	70-85
2.5	50-70
1.25	35-55
0.63	20-35
0-315	8-20
0-160	2-10

Fuente: CIRCULAR 7 FHWA

La graduación óptima del agregado en la mezcla húmeda proporcionada, tiene al menos 25 por ciento más, en tamaños de 5mm. Las ventajas del uso de agregados grandes, o cantidades altas de agregado grueso son, incrementar el impacto en el concreto lanzado, fresco, durante el colado, para que aumente la consolidación y por lo tanto la densidad, e incremente la estabilidad del volumen; particularmente, reduce el encogimiento.

#### 3.8.4.1 Acero de refuerzo.

- Malla metálica para colocar el concreto lanzado: la malla no puede contener cuadrados menores que 100mm para que esta no actúe como una barrera para la corriente del inyector del concreto lanzado.
- Barra: cualquier barra normal puede ser usada en el concreto lanzado. Idealmente, se podría limitar al tamaño N° 16 para minimizar la interrupción en la corriente del inyector del concreto lanzado.
- Fibras de acero para refuerzo del concreto lanzado. Históricamente, la malla metálica ha sido usada, pero las fibras de acero, hoy es común adicionarlas, cuando es difícil añadir o apoyar la malla a la distancia apropiada de la pantalla.

Una especificación de funcionamiento para las fibras reforzadas del concreto lanzado está contenida en la especificación de la ASTM C1116.

- Aditivos. La mezcla húmeda del concreto lanzado puede ser preparada sin aditivos, por razones de economía, por ejemplo, la reducción de agua de mezcla, control de tiempos de fabricación, y modificación de propiedades plásticas. Algunas veces se utilizan aditivos para el concreto lanzado.

Las diversas reducciones de agua y el control de fabricación de aditivos, ASSHTO M194, pueden ser usados en la mezcla húmeda. Para reducir el tiempo de fabricación, los acelerantes normales añadidos por planta, encuentran poco uso, porque es más eficaz añadir el acelerante en el inyector y obtener fabricación dentro de unos pocos minutos o aún, en menos de un minuto. Los acelerantes rápidos se utilizan para la construcción rápida del concreto lanzado. Ellos permiten lanzar concreto sobre el terreno húmedo, aumentar el espesor del revestimiento. Los acelerantes del concreto lanzado pueden reducir el tiempo de fraguado, algunos por cantidades significativas, tanto la compatibilidad como la fuerza tienen que ser comprobadas. Tales acelerantes rápidos, su eficacia depende de la reacción con el aluminato tricálcico en el cemento y por lo tanto son sensibles a la química del cemento. La norma de la ASTM C1117 provee un procedimiento para evaluar la efectividad de acelerantes en el concreto lanzado. Los acelerantes pueden ser costosos en el concreto lanzado, añadiéndole de 10 a 15 por ciento al costo del concreto lanzado.

### 3.8.5 Propiedades el concreto lanzado.

Adecuadamente aplicado, el concreto lanzado, es un material de construcción estructuralmente sólido y durable. Tiene excelentes características de adhesión con el concreto en superficie consolidada, mampostería, roca, acero y muchos otros materiales. El concreto lanzado tiene alta resistencia, baja absorción, buena resistencia a la intemperización y varias clases de ataque químico, y tiene buenas características de protección contra el fuego. Estas propiedades favorables del concreto lanzado, se consiguen en la superficie de aplicación, con especificaciones, materiales, preparaciones adecuadas y con buenas prácticas de mezclado, asimismo, procesos de aplicación del concreto lanzado bien hecho, y buena supervisión en la ejecución.

### 3.8.6 Proporciones típicas para mezcla húmeda en concreto lanzado.

Las proporciones típicas utilizadas para la mezcla húmeda del concreto lanzado para un metro cúbico se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3. 2 Proporciones típicas utilizadas para mezcla húmeda del concreto lanzado

Material	Para 1 metro cúbico con resistencia de 28Mpa*
Cemento	390kg
Agua	160Litros
Agregado fino	1350Kg+corrección por humedad
Agregado grueso, tamaño máximo de 10 a 15mm	400kg
Aditivos	7.8 Kg
Arrastre de aire	Si, si está especificado
Superplasticizer	Sólo si es usado el humo de silicona
Humo de silicona	No es normalmente utilizado a no ser que dificulte el colado, entonces se substituye para 30 a 40kg de cemento
Fibras de acero	50-70kg, si se especifica

\*Requerido para esfuerzos de compresión a los 28 días. Todo proporcionamiento, estará sujeto a un diseño de mezcla propio de cada obra, y condiciones. Fuente: CIRCULAR 7 FHWA

### **3.8.7 Técnicas apropiadas para el colado.**

#### **3.8.7.1 Preparación de la superficie.**

El concreto lanzado sólo puede ser aplicado sobre una superficie rocosa limpia, la forma de limpiar la superficie es, utilizando una boquilla de rociado con aire comprimido y agua. En casos de aplicar varias capas de concreto lanzado, antes de lanzar la siguiente capa, es necesario limpiar antes para una buena adherencia.

#### **3.8.7.2 Personal.**

El éxito en las aplicaciones del concreto lanzado no sólo depende de la maquinaria o equipo, sino también, del personal operador, quienes son los que controlan el rebote y lo mantienen este a un mínimo del 15%. Por eso, es importante que el personal operador tenga un buen entrenamiento.

#### **3.8.7.3 Calidad de la aplicación del concreto lanzado.**

Esta depende de lo siguiente:

- Operador de la máquina shotcretera y operador de la boquilla.
- Control del agua de la mezcladora.
- Velocidad de la boquilla.
- Técnicas y manipulación en la boquilla.

##### **3.8.7.3.1 Operación de la máquina shotcretera (lanzadora de concreto).**

En la mezcla seca, la operación de la máquina es crítica en el lanzado, para asegurar un flujo continuo de materiales hacia la manga de la boquilla. De lo contrario, puede ocurrir excesivo rebote, mayor que 20%. El operador de la boquilla ajusta rápidamente

el agua interrumpiendo el trabajo o lo detiene. En mezcla húmeda, esto no es muy crítico. El operador de la bomba podría regularla para liberar la mezcla húmeda, al rango que requiera para una aplicación particular de concreto lanzado.

#### **3.8.7.3.2 Control del agua de mezclado.**

Para la mezcla seca, es importante que el operador de la boquilla controle el agua necesaria requerida. Mucha agua, puede causar la caída del concreto lanzado; poca agua, incrementa el rebote y puede producir un concreto lanzado débil y laminado. Para un control efectivo del agua, la presión del agua en la boquilla debería estar en el rango de 15 psi a 30 psi (100 KPa a 200 KPa) o más, sobre la presión del aire. El mismo principio se aplica a la mezcla húmeda, pero en este caso, el control del agua es a través del revenimiento de la mezcla, que debe estar entre 38mm y 75 mm; menor que 38 mm, habrá mayor rebote y mayor que 75 mm, el concreto lanzado puede caer.

#### **3.8.7.3.3 Velocidad en la boquilla.**

La velocidad del concreto lanzado en el impacto, es un factor importante en la determinación de sus propiedades finales. En la mezcla seca, la velocidad del material en la boquilla la determinan: el volumen y la presión del aire disponible, el diámetro y la longitud de la manguera, el tipo de material y el rango en que éste está siendo lanzado. Estos factores permiten una gran flexibilidad y versatilidad en grandes, medianos o pequeños volúmenes de material que pueden ser lanzados a baja, mediana o alta velocidad, de acuerdo con las necesidades inmediatas de aplicación. En tal sentido, el operador de la boquilla puede efectuar pequeñas o grandes variaciones en el flujo, contenido de agua y velocidad. En la mezcla húmeda, el contenido de agua está



predeterminado por el tipo de aplicación y las limitaciones de trabajabilidad requerida para el bombeo. Esto limita el uso de este método a las aplicaciones con baja y mediana velocidad y grandes volúmenes y flujos.

#### **3.8.7.3.4 Técnicas y manipulación de la boquilla.**

Posición de trabajo. Se procurará cumplir las especificaciones para aplicar el concreto lanzado como se muestra en la Figura 3.13.

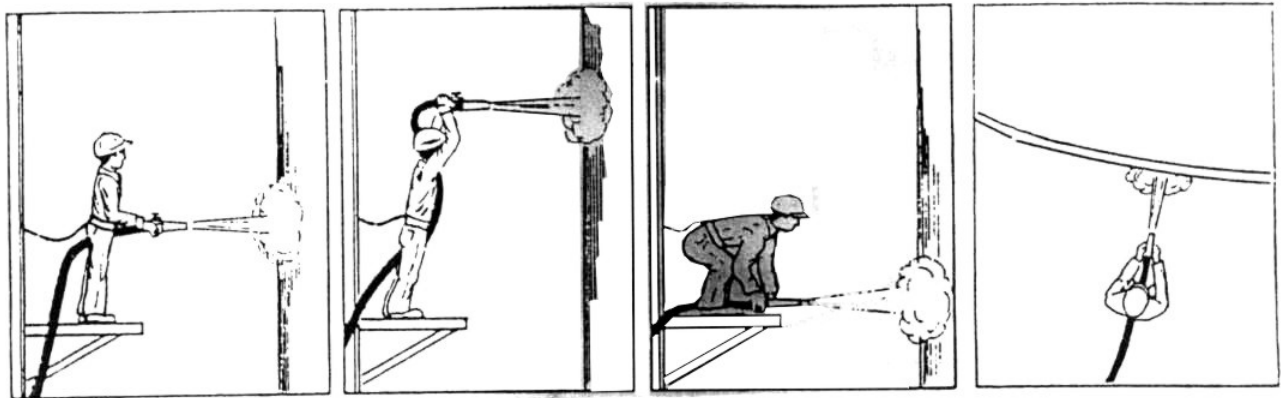


Figura 3. 13 Posiciones correctas de lanzado del concreto.

Distancia de la boquilla. La distancia de la boquilla a la superficie de recepción del concreto lanzado debe ser de 0.6 a 1.8 m, para los mejores resultados y requerimientos de trabajo: alto grado de compactación y mínimo rebote. La Figura 3.12, indica la relación entre el porcentaje de rebote y distancia de la tobera.

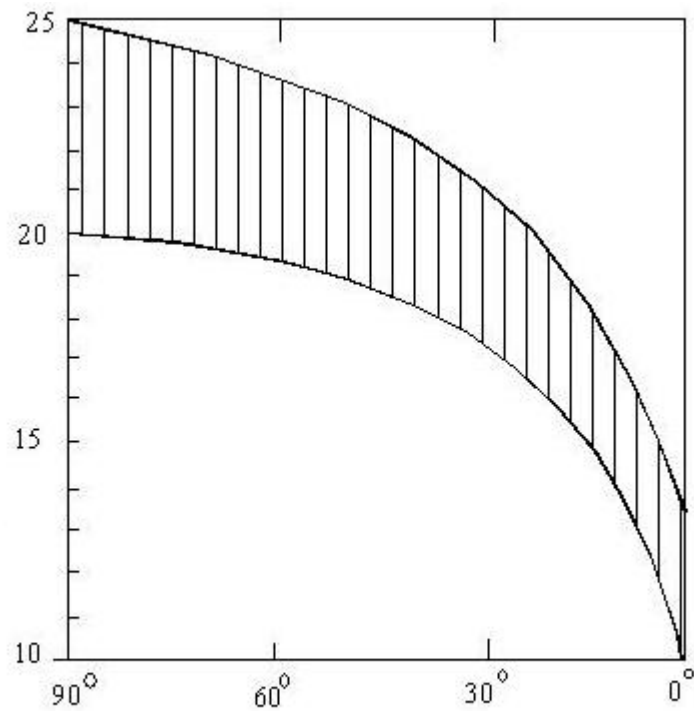
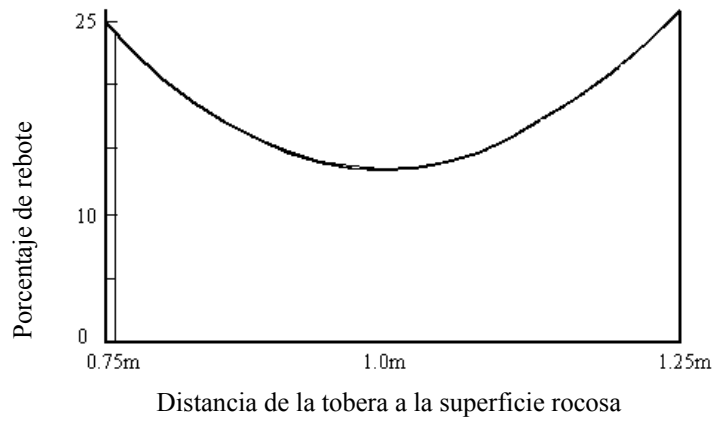


Figura 3. 14 Gráfico representativo del porcentaje de rebote-distancia de la tobera.  
Fuente: CIRCULAR 7 FHWA

Angulo de lanzado. Como regla general, la boquilla se dirige perpendicular a la superficie de recepción, pero nunca con inclinación mayor que 45°, ver Figura 3.15.

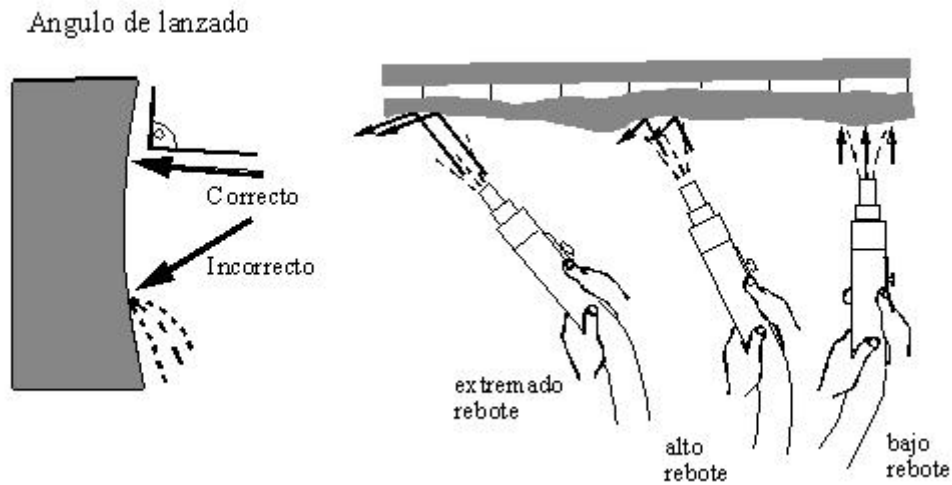


Figura 3. 15 Formas correcta e incorrecta de utilización de la boquilla.

Distribución uniforme del concreto lanzado. A fin de distribuir uniformemente el concreto lanzado, la boquilla debe estar dirigida perpendicularmente a la superficie de recepción y debe ser rotada continuamente en una serie de pequeños óvalos o círculos. Ver Figura 3.16 y Figura 3.17 a, y b.

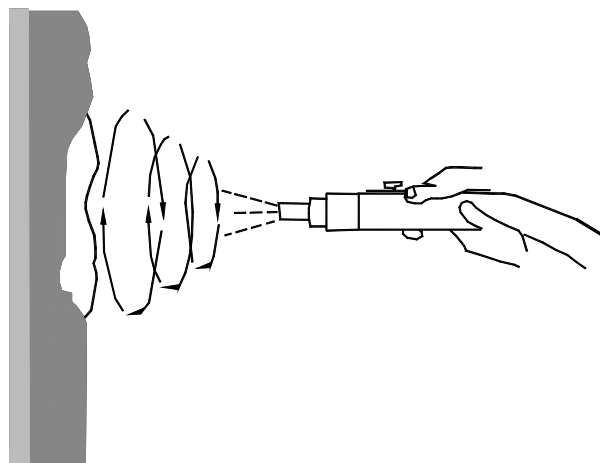


Figura 3. 16 Movimiento circular de la boquilla en el lanzamiento del concreto.

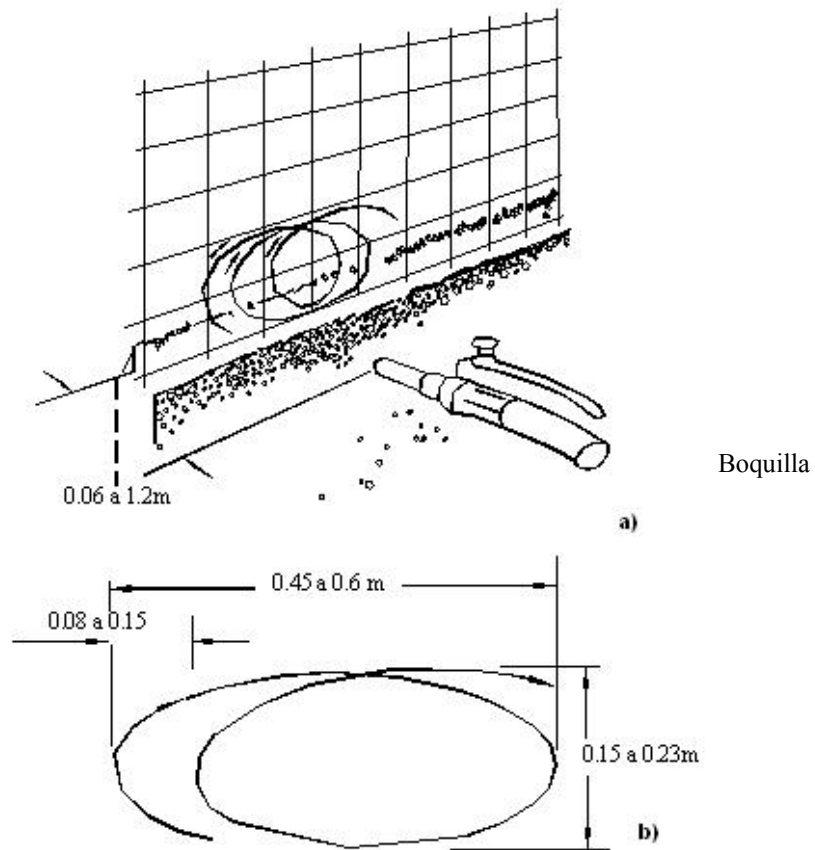


Figura 3. 17 a y b. Ejemplo de movimiento circular para el lanzado del concreto.

Secuencia de aplicación del concreto lanzado. Cuando se instala concreto lanzado en paredes, la aplicación debe iniciarse en el fondo. La primera capa de concreto lanzado debe cubrir, en lo posible, completamente los elementos de refuerzo. Aplicando el concreto lanzado desde la parte inferior, se asegura que el rebote no se adhiera sobre la superficie rocosa. Este procedimiento evita que posteriormente se presente el fenómeno del concreto lanzado “falso”. Ver Figura 3.18.

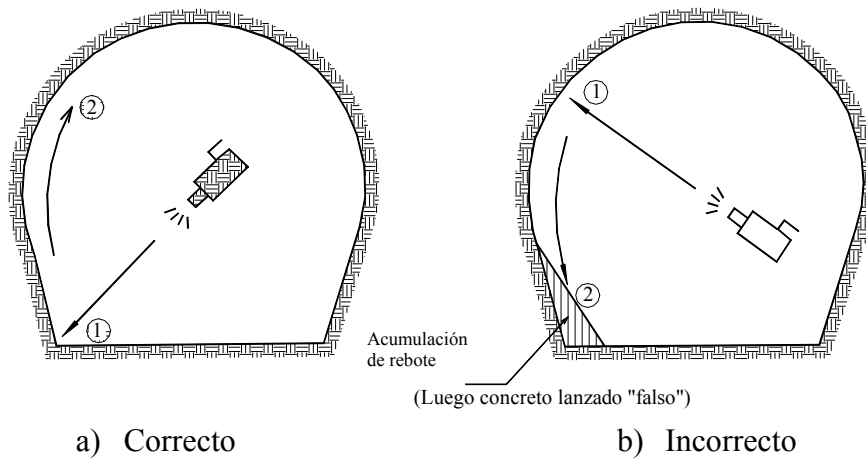


Figura 3. 18 Secuencia de aplicación del concreto lanzado.

Recubrimiento de elementos de refuerzo. Cuando se aplica concreto lanzado sobre elementos de refuerzo como varillas o malla, es importante que estos queden completamente bien encapsulados dentro del mortero o concreto. Para esto, es necesario dirigir la boquilla lo más próxima a la normal y con un ángulo ligeramente inclinado a la normal, para permitir un mejor encapsulamiento y minimizar la acumulación del rebote. Ver Figura 3.19 a y b.

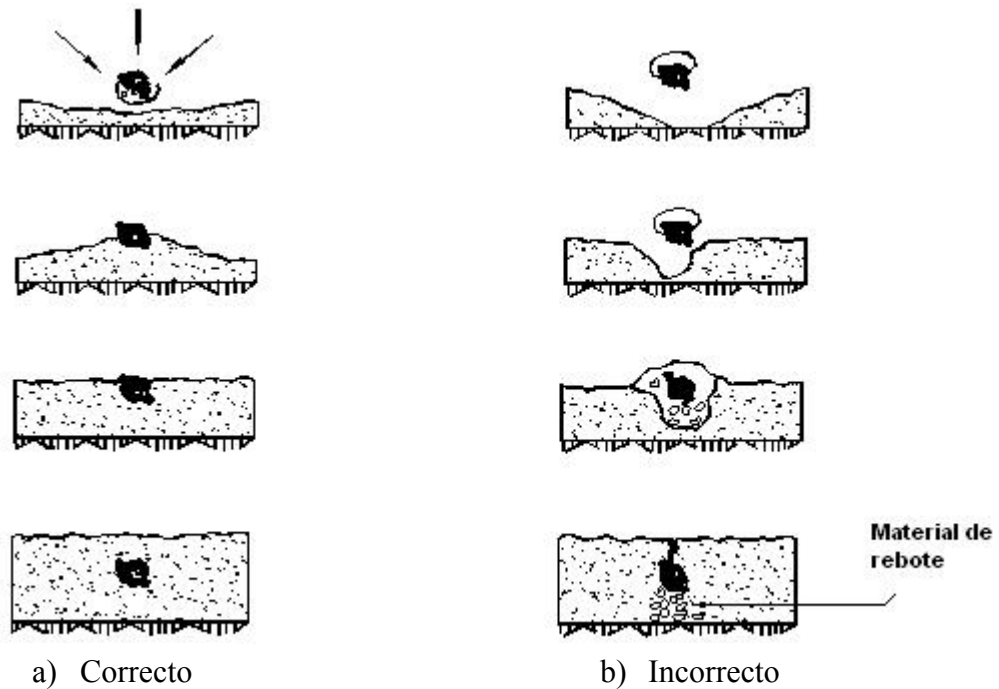


Figura 3. 19 Recubrimiento de elementos de refuerzo

Flujo continuo en la boquilla. El mortero o concreto debe salir de la boquilla con un flujo continuo y no interrumpido. Si por alguna razón el flujo es intermitente, el operador de la boquilla debe dirigir el flujo fuera del área de recepción, hasta que el flujo vuelva a ser constante.

### 3.8.8 Consideraciones varias para la colocación del concreto lanzado.

#### 3.8.8.1 Rebote.

Para mezcla seca, el medio más efectivo de reducir el rebote incluye, la reducción de la presión de aire, el uso de mayor cantidad de finos, el pre-humedecimiento de la superficie y el lanzado a una consistencia estable húmeda. Una de las grandes ventajas del proceso de mezcla húmeda es el bajo rebote. La cantidad de rebote depende de la consistencia del concreto, del uso de acelerantes, de las técnicas de lanzado y de la

graduación de los agregados. En el proceso de mezcla húmeda, el rebote está ente 10% y 20%, por peso, mientras que el proceso de mezcla seca, reduce la humedad, el rebote puede ser de 15% a 40% para paredes verticales y de 20% a 50% para techos. Las siguientes condiciones podrían reducir el rebote: contenidos de cemento más altos, más finos en la mezcla, tamaños más pequeños de los agregados máximos, adecuado contenido de humedad de los agregados, una graduación más fina y la inclusión de cenizas volátiles o sílice fina. Es necesario, además, recordar, que las prácticas adecuadas de manipulación de la boquilla inciden en el menor rebote.

#### **3.8.8.2 Espesor de la aplicación.**

Siempre que sea posible, el área debe ser llenada a su espesor completo, de diseño, en una sola capa. El concreto lanzado puede ser aplicado en capas o espesores simples, dependiendo de la posición de trabajo. En el techo, el espesor debe ser el necesario para evitar la caída del concreto lanzado, generalmente de 1" a 2" (25mm a 50 mm) en cada vez. En las paredes verticales, puede ser aplicado en capas o espesores simples, por ejemplo 100mm. En cualquiera de los casos, el espesor de una capa está gobernado principalmente por el requerimiento de que el concreto lanzado no caiga ni chorree. Cuando se apliquen capas múltiples, es necesario, primero limpiar la capa antigua, antes de aplicar la capa nueva.

#### **3.8.8.3 Curado.**

Al igual que el concreto estructural, el concreto lanzado también debe ser curado, de tal manera que su resistencia potencial y su durabilidad sean completamente desarrolladas. El mejor método de curado es mantener húmedo el concreto lanzado continuamente por

7 días, utilizando para tal fin el agua limpia. El curado natural puede ser considerado siempre que la humedad relativa del lugar sea mayor que 85%.

### 3.8.9 Requerimientos de aire.

Una operación adecuada del compresor de aire de suficiente capacidad es esencial para una buena operación de colado. El aire suministrado debe ser limpio, seco y libre de aceite para mantener las velocidades requeridas por la boquilla. Los requerimientos de aire comprimido varían dependiendo del tipo de equipo, sus condiciones y modo de operación. Para mezcla seca, las capacidades del compresor, mostradas en la tabla 3.3, dan una guía general para las aplicaciones del concreto lanzado.

Tabla 3. 3 Capacidad de compresor para mezcla seca, según el diámetro interno de la boquilla

Diámetro interior de la manguera (mm)	Capacidad del compresor m <sup>3</sup> /min a 700 KPa (105 psi)
25	10.0
32	12.5
38	17.0
51	21.0
64	28.0

La presión de aire de operación, es la presión de conducción de la lechada desde la máquina hacia la manguera. Una regla práctica es, que la presión de operación no debe ser menor que 175 KPa (26 psi), cuando se utiliza una manguera de 30 m de longitud o menos. La presión debe incrementarse en 35 KPa (5.08 psi) por cada 15 m adicionales de manguera y 35 KPa por cada 5 psi por cada 8 m adicionales. Para la mezcla húmeda, el equipo requiere un suministro mínimo de 3 m<sup>3</sup>/min a 700 KPa (101.53 psi) para una operación adecuada.



### **3.9 Control de calidad.**

#### **3.9.1 Inspección de construcción y supervisión de funcionamiento.**

Para asegurar que el muro de tierra armada o soil nailing esté construido conforme a los datos específicos del proyecto, se requiere la supervisión durante la ejecución y funcionamiento a corto plazo y a largo plazo. El ingeniero residente de la empresa contratista, o una combinación de la supervisión y el contratista, ambos realizarán las actividades de inspección de construcción, los procedimientos constructivos y el funcionamiento.

#### **3.9.2 La inspección.**

La responsabilidad del contratista es, seguir los planos y especificaciones del proyecto. La inspección del residente asegurará el cumplimiento estricto de lo establecido en los planos constructivos finales autorizados igualmente, las especificaciones correspondientes. Antes de la construcción de un muro de soil nailing, el personal responsable del control de calidad de la construcción y la supervisión, se asegurarán de lo siguiente:

- Condiciones relevantes del sitio, tipo de suelo, para la construcción del muro de tierra armada;
- Requerimientos de materiales y tolerancias aceptables;
- Programación del proyecto de construcción.
- Las normas que garanticen la buena calidad deben ser puestas en práctica durante la construcción para asegurar lo siguiente:

- Que la construcción está siendo realizada conforme a planos constructivos y especificaciones correspondientes;
- Alturas de excavación no excedidas;
- Varillas para el anclaje del tamaño y el tipo especificado, por ejemplo, el grado del acero de refuerzo, longitud, diámetro, corruga, etc.;
- Que se cumpla con el sistema de protección contra la corrosión;
- Las pruebas de deslizamiento del anclaje, verificarlas en los valores de diseño requeridos por las especificaciones; y
- Drenaje requerido, correctamente instalado.

### **3.9.3 Inspección de materiales de construcción.**

#### **3.9.3.1 Materiales de construcción.**

La calidad de todos los materiales a colocar, se controla localmente, a través de los procedimientos siguientes:

- Examen visual, para encontrar defectos debido al mal acopio de material, contaminación, o daño por manejo;
- La certificación de calidad por el fabricante o el proveedor, que los materiales cumplen con las exigencias de especificación;
- Pruebas en laboratorio de las muestras representativas, retiradas del sitio o áreas de acopio.

Aceptación de materiales. Los componentes de acero, varillas de acero, placas, arandelas, refuerzo de acero, componentes de la lechada, capa de epoxi, cemento, aditivos, geocompuestos en el material de drenaje, y la tubería, normalmente son

aceptados basados en certificados de calidad, de fábrica. La lechada para los anclajes y el revestimiento del concreto lanzado, al principio se acepta con la aprobación del diseño de la mezcla por el ingeniero especialista o el laboratorio contratado.

### **3.9.3.2 Almacenaje de materiales.**

Los anclajes, el cemento, varillas, y materiales de drenaje deben mantenerse secos y almacenados en una área protegida. El acero debe estar colocado sobre soportes para evitar el contacto con el suelo, y la no oxidación de éste.

### **3.9.3.3 Inspección de Protección contra la Corrosión.**

Los métodos comunes de protección de los anclajes contra la corrosión incluyen, encapsulamiento, revestimiento epóxico, lechada de protección (grout) o una combinación de estos métodos. Las barras encapsuladas, generalmente, se compran completamente ensambladas. Al instalar los anclajes encapsulados, son necesarios una serie de ensayos a una muestra representativa de anclajes, para determinar si existen vacíos en la lechada ubicada entre el anclaje y el tubo corrugado. Esto, se puede hacer golpeando suavemente el encapsulamiento con una varilla de acero, tratando de escuchar un sonido hueco que indique la presencia de un vacío. El revestimiento epóxico se puede chequear visualmente. La protección contra la corrosión es un componente crítico en la gran mayoría de muros de tierra armada o soil nailing permanentes. Los muros de tierra armada con daños en la protección contra la corrosión deben ser reparados o reemplazados.

### **3.9.4 Inspección de las actividades en la construcción de los muros de tierra armada o soil nailing.**

#### **3.9.4.1 Excavación.**

Los dos tipos de excavación que generalmente se hacen durante la construcción de un muro de tierra armada o soil nailing son los siguientes:

- Excavación masiva, para proporcionar el acceso del equipo y la terracería general del sitio; y
- Excavaciones requeridas para la construcción del muro de tierra armada o soil nailing, por ejemplo, la excavación donde termina la línea de la pared.

Durante la excavación masiva, el personal de inspección verifica, que esta no se haga sobre el muro parcialmente terminado, porque una excavación descontrolada cerca del muro puede afectar la estabilidad de este. El contratista, es el responsable de la completa excavación de la línea de colindancia y el inspector debe verificar que sea lo estipulado en los planos constructivos aprobados y autorizados. El contratista, debe proveer condiciones que pudieran generar fallas, protuberancias debido a cantos rodados, rocas grandes, sobre el corte de la pantalla. Las fallas pequeñas, se llenan con concreto lanzado, colocado al mismo tiempo que el de la pantalla.

#### **3.9.4.2 Perforación de hoyos para anclajes.**

Las perforaciones de los agujeros de los anclajes deben estar localizadas como se muestra en los planos constructivos y deben cumplir con las tolerancias especificadas. Generalmente, el ángulo del mástil del taladro, se usa para chequear el ángulo de perforación. La mayor parte de anclajes, para usos permanentes, se instalan usando

pequeños taladros hidráulicos. El método de perforación a ser usado por el constructor depende del sitio y las condiciones del suelo y el equipo de perforación disponible. De cualquier manera, el método más común es el de perforaciones abiertas a presión baja y llenado con el grout. El método de agujeros confinados requiere condiciones de suelo tales como arenas. Los agujeros en el suelo deben permanecer abiertos por un periodo de tiempo. Mientras más tiempo permanezca el agujero abierto, es más grande el riesgo de que haya desprendimientos del suelo. La luz del sol reflejada en un espejo o una luz intensa debe ser usada, para verificar la limpieza del agujero, antes de la instalación del anclaje.

#### **3.9.4.3 Instalación de anclaje.**

El personal de inspección deberá revisar cada anclaje para asegurar que la longitud, el diámetro, el grado de acero, los centralizadores, y la protección contra la corrosión es conforme con los planos y especificaciones. El anclaje debe ser insertado en el agujero. La incapacidad de hacerlo así, indica una condición inaceptable, causada por el derrumbamiento interno del agujero y la longitud insuficiente de perforación. Los anclajes se manejan con cuidado para evitar dañarlos.

#### **3.9.4.4 Instalación de lechada (grout).**

La principal actividad de la supervisión, asociada con la colocación de la lechada es, verificar que la longitud completa del anclaje esté cubierta de lechada, sin vacíos. Para minimizar el potencial de socavamiento de los agujeros, el inyectado de la lechada debe realizarse lo más pronto posible, después de la perforación e inmediatamente después de introducir el anclaje. La lechada debe ser inyectada por un tubo insertado hasta el fondo

de la perforación, para asegurar que la lechada rellene completamente el agujero desde el fondo hasta la superficie, con el cuidado de no dejar vacíos.

#### **3.9.4.5 Revestimiento de la pared.**

Una vez instaladas las tiras de geocompuesto, se coloca, el acero de refuerzo con la dimensión y ubicación especificada y luego el concreto lanzado. El acero de refuerzo debe ser instalado con las dimensiones apropiadas, en las ubicaciones especificadas y con la longitud de traslape prescrita en los planos finalmente autorizados y de acuerdo con la supervisión. Cuando se requiere, por condiciones de sitio, el concreto lanzado puede ser colocado antes de que los anclajes sean instalados. Durante la colocación del concreto lanzado, no debe haber cerca, equipos operando, tal que produzcan excesivas vibraciones para reducir el segregado del concreto lanzado. Las juntas frías deben ser limpiadas antes de hacer otra colocación de concreto lanzado, los métodos aceptables para la limpieza de estas juntas pueden ser lavándolas con una combinación de agua y aire a presión, evitando erosionar el suelo que esté debajo de la pantalla de concreto, y soplando con un compresor de aire. El factor más crítico para asegurar una adecuada colocación del concreto lanzado es, el grado de calificación del personal, buenas habilidades, entrenamiento y cuidados para la colocación satisfactoria del concreto del operador de la manguera. Algunas recomendaciones para el colado del concreto lanzado son las siguientes (ver figura 3.13 hasta 3.19):

- La manguera debe estar colocada perpendicular a la cara del muro, excepto cuando se lance al acero de refuerzo.

- La distancia óptima entre la manguera y la superficie de lanzado es 0.60 m a 1.50 m para mezcla húmeda, y 1m a 2m para mezcla seca.
- La colocación del concreto debe empezar desde el pie del talud.
- Los vacios no deben ser permitidos detrás de barras, placas, etc.

## **CONCLUSIONES.**

- ▀ Los muros de tierra armada o soil nailing, constructivamente, se pueden aplicar de forma más eficaz y económica en suelos de tipo cohesivos friccionantes, resultando económicamente no recomendables, suelos donde hay presencia de orgánicos, ya que los anclajes resultarán muy largos.
- ▀ El método de excavación, escalonada, para los muros de soil nailing presenta la ventaja que al realizar los cortes de arriba hacia abajo evita hacer entibados, comparado con otros tipos de muros de mampostería.



**CAPITULO IV. COMPARACION DE LOS FACTORES DE  
SEGURIDAD VS. COSTOS EN MUROS APLICADOS A  
TALUDES CONSTRUIDOS CON TECNOLOGIA  
TRADICIONAL Y CON TECNOLOGIA TIERRA ARMADA O  
SOIL NAILING.**

## **INTRODUCCION.**

En este capítulo, se estudiarán los costos de construcción, para el caso de un talud a estabilizar, tomando como parámetro de aplicación, un muro de tierra armada o soil nailing y su diseño equivalente en un muro de mampostería de piedra convencional y tradicional. El proyecto de aplicación en el estudio comparativo, se denomina: "Intercambiador Autopista a Comalapa" entre la vía al aeropuerto de El Salvador, en Comalapa y la que va hacia los Planes de Renderos, para mejorar su fluidez vehicular. Para su construcción, es necesario proteger los taludes laterales generados en la calle central de éste. Para ello, se determinó construir muros de tierra armada, los cuales tendrían alturas variables a lo largo de las dos rampas interiores, para el caso de estudio y aplicación de costos y tecnologías, se eligió un tramo de muro de 21.75m de longitud y altura promedio de 4.5m en la rampa F.

El capítulo se divide en tres etapas; la primera describe el proceso de construcción del muro de tierra armada, la segunda etapa describe el análisis de la estabilidad del muro de soil nailing y del muro de mampostería de piedra, previo diseño, calculando los factores de seguridad para cada uno. En la tercera etapa se calculan los precios unitarios de cada muro, en los cuales, no se toman en cuenta solamente los costos indirectos de estos.

#### **4.1 Descripción de un caso de aplicación de un talud vertical a estabilizar con muro de retención de tierra armada o soil nailing.**

##### **4.1.1 Descripción general del proyecto: "Intercambiador Autopista a Comalapa".**

El propósito de construir esta obra es mejorar la fluidez vehicular en la Autopista a Comalapa y la Carretera que conduce hacia los Planes de Renderos, para ello, se ha determinado la construcción de una calle en el intercambiador, donde se aplicará la tecnología de los muros de tierra armada para estabilizar los taludes laterales, o sea, sostener las cargas laterales provenientes de la masa de suelo de los taludes. En este caso, se tomará de base un tramo de muro que se construirá en la rampa "F" del lateral izquierdo de la vía, según el alineamiento, desde el estacionamiento 0+121.39 hasta el 0+143.140, longitud de 21.75m y alto de 4.5m, éste tramo de muro según diseño, lleva 47 anclajes de varilla #7 de 4.50m de longitud cada uno; el diseño del paramento exterior incluye un revestimiento de concreto lanzado de 0.10m de espesor, como pantalla temporal, la cual irá reforzada con malla estructural de 6"x6" ; y un revestimiento de 0.20m, de espesor, pantalla permanente, reforzada con varilla #4 @ 15" en ambas direcciones, se utilizará concreto lanzado, con resistencia a la compresión de 210 Kg/cm<sup>2</sup>.

##### **4.1.2 Estudio geotécnico.**

Para la determinación de los parámetros del suelo in situ, se realizó un estudio geotécnico<sup>24</sup>, por medio del cual, se obtuvieron los siguientes datos:

---

<sup>24</sup>Ver detalles del estudio geotécnico en anexo 2.

Ensayo de corte directo con muestra inalterada, ASTM D2850, obteniendo los parámetros en la tabla 4.1.

Tabla 4. 1 Propiedades mecánicas del suelo

<b>Parámetros del suelo explorado</b>	<b>Valor de Laboratorio</b>
Angulo de fricción interna ( $\phi$ )	36.2°
Cohesión del suelo (C)	0.20 Kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico ( $\gamma$ )	1420 Kg/m <sup>3</sup>

Según el estudio de suelos, éste se clasificó como un suelo café claro, con 64% de arena media, no se determinó cantidades de limos. (Ver Anexo 2).

#### **4.1.3 Proceso constructivo del muro de tierra armada o soil nailing.**

##### **4.1.3.1 Preparación del terreno.**

Antes de comenzar los trabajos previstos, es necesario preparar el terreno, para ello, se empleó una pala mecánica para realizar los cortes, se colocaron los puntos topográficos correspondientes al trazo de la calle y se hizo la excavación correspondiente al ancho de la calle proyectada, posteriormente, se realizaron los cortes respectivos para los taludes, trabajando el corte hasta una altura promedio de 4.50m hasta el nivel de la subrasante en la calle. Ver figura 4.1 y 4.2.



Figura 4. 1 Proceso de excavación.



Figura 4. 2 Excavación en el terreno.

#### 4.1.3.2 Equipo a utilizar.

##### 4.1.3.2.1 Perforación.

Track Drill INGERSOLL RAND ECM-350 VL-671, asistido por un compresor, será el responsable de la perforación de los agujeros en la superficie de los laterales de la calle.

Ver figura 4.3.



Figura 4. 3 Equipo para perforación.

Compresor No.1: INGERSOLL RAND P-900@100 psi. Unidad encargada de suministrar la fuente de poder a la perforadora, también se utiliza para el lanzamiento de concreto, ya que este será el responsable de inyectar aire en la punta de la manguera para alcanzar la velocidad necesaria del concreto. Ver figura 4.4.





Figura 4. 4 Compresor para equipo de perforación.

Bomba de inyección CHEGROUT, neumática y mangueras de inyección.

Compresor No.2: INGERSOLL RAND P-750/100 psi. Unidad encargada de suministrar la fuente de poder a la bomba de inyección. Ver figura 4.5.



Figura 4. 5 Compresor para bomba de inyección.

Barras de Perforación y Broca. Esta se utiliza en el equipo de perforación, que tienen 2” de diámetro en longitudes de 3.65 m, con punta del tipo “Drop center bit”.

#### 4.1.3.2.2 Pantalla de concreto.

Bomba de Concreto PUTZMEISTER TV-2045-STD. Se utilizará junto con las mangueras y las boquillas especiales para bombear y efectuar el lanzamiento de concreto.

Ver figura 4.6.



Figura 4. 6 Bomba para lanzamiento de concreto.

#### 4.1.3.3 Trazo.

El trazo y la ubicación de los puntos de perforación se realizó en base a los planos de diseño aprobados y autorizados, el trazo estudiado se marcó desde el alineamiento 0+121.39 hasta el 0+143.14. Los puntos, se marcaron sobre la superficie del talud perfilado por medio de mediciones simples, tal que la posición de éstos se cumpla como se ha planificado, en el diseño, colocando previamente el geotextil y la malla electro soldada, ya que las perforaciones se iniciarían luego de haber lanzado la capa de



concreto lanzado, temporal. La ubicación de estas referencias debe permitir una correcta visibilidad, de tal manera que pueda verse cuando se realizan las perforaciones. Ver figura 4.7 y 4. 8.



Figura 4. 7 Colocación de geotextil.



Figura 4. 8 Instalación de malla electro soldada.

#### 4.1.3.4 Perforación de agujeros para anclajes.

La perforación en el talud se realizará por medios mecánicos, con un Track Drill INGERSOLL RAND ECM-350 VL-671, asistido por un compresor. Las profundidades de las perforaciones son de 4.50m, estas se realizaron con barrenos, a partir del nivel del corte perfilado del talud, la inclinación del barreno se procuró que esta fuera, por ejemplo, de 7° tal como aparecen especificadas en los planos de diseño. Ver figura 4.9 y 4.10.



Figura 4. 9 Equipo trabajando en perforación para anclajes.



Figura 4. 10 Drill trabajando en la perforación para un anclaje.

#### **4.1.3.5 Proceso de fabricación de tendones de acero.**

El proceso de fabricación de los tendones de acero, se divide en tres etapas principales de producción, como se describe a continuación:

En la primera etapa, se corta el tendón o barra de anclaje, de 4.5m de longitud especificada según diseño, con varilla corrugada #7 y resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, que conformará la armadura principal del anclaje, mediante el uso de la cortadora de banco, a la medida de cada anclaje y en una de las puntas se preparará la rosca con una tarraja manual, la rosca tendrá longitud de paso de la tuerca de 8cm.

En la segunda etapa, se prepararán las mangas lisas, con poliducto de 3/4" de diámetro, para la inyección primaria, los separadores se hacen con tubo de PVC, la tubería de rebalse con poliducto de 3/4" de diámetro y longitud de 60 cm, los centradores se utilizan para centrar el anclaje en el hoyo perforado, se colocan separados a cada 2.0 m a



lo largo o según sea la longitud del tendón, procurando dejar el primero desde el fondo del hoyo a 30cm. Ver figura 4.11 y 4.12.

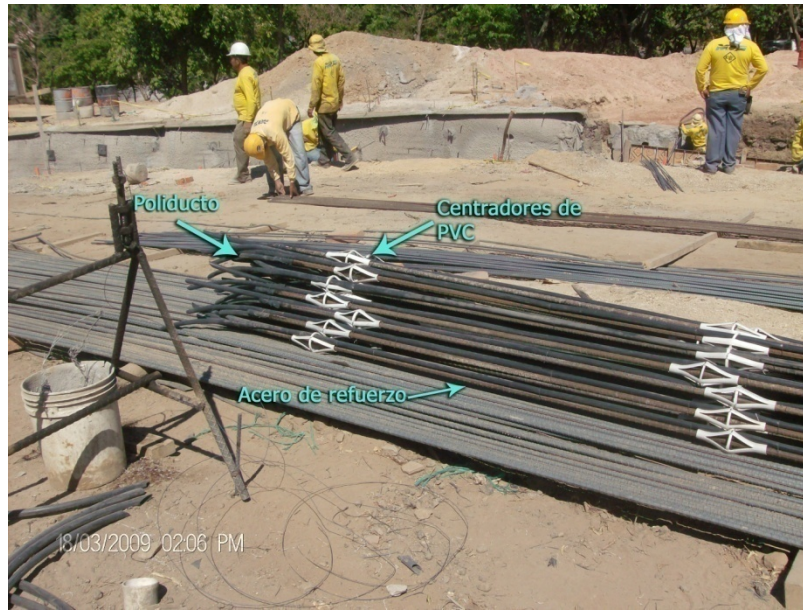


Figura 4. 11 Preparación de tendones o barras de acero.

En la tercera etapa, se ensamblan los productos resultados de las primeras dos etapas junto con las mangueras de inyección primaria, y rebalse.



Figura 4. 12 Vista de barras de acero con poliducto y centradores.

#### **4.1.3.6 Proceso de instalación de los tendones.**

El proceso de instalación de los tendones cumple con los siguientes pasos:

Embutido del anclaje: terminada la perforación, se introduce el anclaje, previamente ensamblado dentro de la perforación  $\phi$  4.5", asegurándose que éste se encuentre debidamente centrado en el taladro; (se permite un recubrimiento mínimo de 1.5 cm).

Colado de la Vaina: una vez instalada, centrada y alineada la armadura dentro de la perforación, se procede a elaborar el tapón de mortero (resistencia a la compresión, mínima 50 Kg/cm<sup>2</sup> para tapón obturador en la base del anclaje) que funciona como un sello a la entrada del taladro, se prepara y revisa la tubería de rebalse y la de inyección primaria (poliducto de 3/4").

Preparación e inyección de lechada: en este caso, la preparación se hizo por medios mecánicos, en una mezcladora, el material que se utilizó en la inyección, es cemento portland tipo I, norma ASTM C150, llevado al sitio en recipientes de 5 galones, vertido dentro de la tolva de la bomba de inyección. La inyección se efectuó a través de la manguera de inyección (debidamente identificada), inyectando hasta lograr una presión de inyección entre 1.019Kg/cm<sup>2</sup> a 2.039 Kg/cm<sup>2</sup>, después de sellar el tubo de rebalse.

#### **4.1.3.7 Pantalla temporal de concreto lanzado.**

El recubrimiento utilizado en el primer lanzado de concreto para el muro estudiado fue de 10cm, según diseño propio, esta es la primera capa temporal; para ésta se necesitó lo siguiente:

Acero de refuerzo. Se instaló una malla electrosoldada 6x6, 4/4, 70 Ksi, colocada paralela al corte en la superficie acabada del perfilado del talud. Para dar el

recubrimiento necesario, se utilizaron helados de mortero, preparados en el proyecto.

Ver figura 4.13.



Figura 4. 13 Fabricación de helados de mortero.

Corte de las placas de anclajes de 9"x9" y espesor de 1", para esto, se utilizó equipo de corte de acetileno, a las placas se le agregaron 4 nelson stud (espárragos de acero soldadas a las placas de anclaje, que sirven para unir el revestimiento permanente a los anclajes) con medidas de 4" x 1/2", soldados con electrodo 7018, 1/8". Ver figura 4.14.



Figura 4. 14 Soldadura de nelson stud con placa de anclaje.

Franjas verticales de geotextil de drenaje: de 2.00 m de ancho, cubriendo 50% del área total de la pantalla. Ver figura 4.15.



Figura 4. 15 Instalación terminada de drenaje y electro malla en talud.



Colado de pantalla temporal: éste se realizó después de haber hecho los pasos descritos en los ítems anteriores. Ver figura 4.16.



Figura 4. 16 Proceso de colado para revestimiento temporal de muro de tierra armada.

Curado del concreto lanzado: éste se realizó por métodos manuales con una bomba de aspersión; se inició a las 4 horas de haber efectuado el colado y, posteriormente, en los siguientes tres días se curó cada 30 minutos, procurando mantener la superficie húmeda y así obtener la resistencia requerida de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , solicitada en el diseño y las especificaciones del proyecto.

#### **4.1.3.8 Construcción de pantalla permanente de concreto lanzado.**

Para esta capa de concreto lanzado, es necesario colocar, según planos, un tejido de acero de diámetro #4 a cada 15" en ambos sentidos, conformando el refuerzo de la pantalla de concreto permanente, el cual se arma y coloca en el sitio sobre la pantalla temporal. Esta actividad se ejecuta previamente al lanzado del concreto; se planificó una cuadrilla de personal que iba adelante preparando las áreas de lanzado; este personal,



fijaba los niveles de colado, por medio de las guías maestras de colado, consistentes en tablonces y cuarterones debidamente colocados en la parte superior del talud, lo cual, garantizaba que se cumpliera con los 20 cm de espesor de la pantalla de concreto permanente y los 30 cm de la pantalla total. Ver figura 4.17.



Figura 4. 17 Proceso de colado para revestimiento permanente de muro de tierra armada.

Lanzado del concreto: previo al lanzamiento del concreto semi fluido, se ensamblaron las mangueras y se coordinó los accesos de los camiones cargados con el concreto, hasta el lugar donde se colocará el concreto, en la tolva de la bomba de lanzamiento. Debido al espesor de la pantalla de concreto ( $e = 20\text{cm}$ ), fue posible efectuar un solo lanzamiento de concreto, para alcanzar el espesor requerido de la pantalla, marcado por las guías maestras de colado.



Figura 4. 18 Tramo de muro finalizado.



Figura 4. 19 Base de pavimento con taludes laterales estabilizados con Soil Nailing.

## 4.2 Evaluación de la estabilidad del talud.

### 4.2.1 Muros de mampostería de piedra.

La información proporcionada por los ejecutores del proyecto, consiste en planos en planta y perfil de los intercambiadores, para la cual se ha analizado y elegido el tramo de muro a diseñar, con la tecnología tradicional, mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing, llegando a establecer la altura libre y longitud del muro, las cuales son 4.5m y 21.75m, respectivamente. La sección unitaria del muro tradicional hecho de mampostería de piedra a analizar, es la que se indica en la figura 4.20.

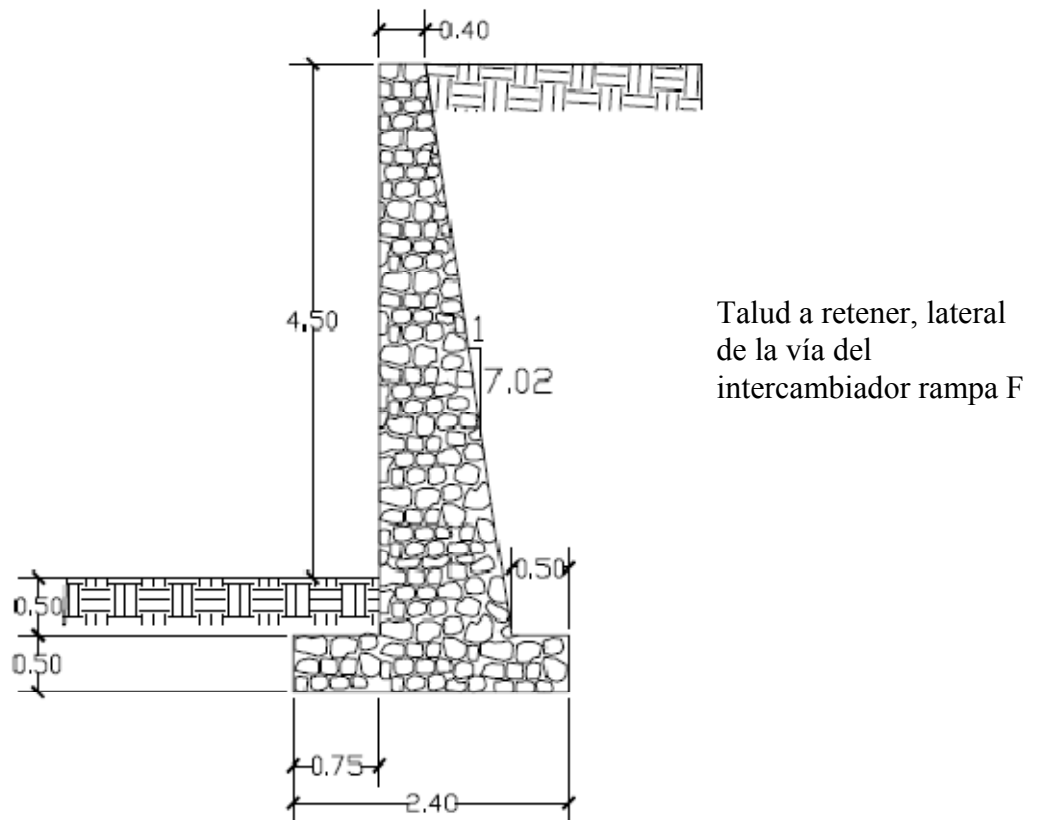


Figura 4. 20 Detalle de muro equivalente de gravedad hecho de mampostería de piedra.

Del Estudio de suelo realizado en la zona (Ver anexo 2) donde se construirá el muro, se obtienen los siguientes datos:

Cohesión en la base:  $C_b = 0.20 \text{ Kg/cm}^2 = 19.61 \text{ KN/m}^2$

Angulo de reposo del suelo:  $\phi' = 36.2^\circ$

Densidad del suelo  $\rho = 1.42 \text{ g/cm}^3 = 1.420 \text{ Ton/m}^3$

Peso específico del suelo:  $\gamma = 1.42 \text{ Ton/m}^3$

Para analizar la estabilidad del muro, es necesario calcular todas las fuerzas actuantes sobre él, las cuales se describen a continuación:

La fuerza activa, se calcula por medio de la ecuación de Coulomb:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad \text{Ecuación 4.1}$$

La constante activa de Coulomb se calcula con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2(\beta) \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Para el muro propuesto el ángulo  $\beta = 81.47$  y  $\alpha = 0$

Al sustituir los datos en la ecuación 4.2 se obtiene que

$$K_a = 0.299$$

Al sustituir datos para  $H = 5.0\text{m}$ , en la ecuación 4.1 se obtiene:

$$P_a = 6.421 \text{ Ton/m}$$

El empuje pasivo se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \text{Ecuación 4.3}$$

La constante del empuje pasivo  $K_p$  se calcula con la ecuación siguiente:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \varphi)}{\text{sen}^2\beta\text{sen}(\beta + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Al sustituir datos para  $H = 1.0\text{m}$  y evaluar la ecuación 4.6 se obtiene el siguiente resultado:

$$K_p = 7.574$$

Con  $K_p$  se calcula el empuje pasivo el cual resulta que:

$$P_p = 5.38 \text{ Ton/m}$$

#### 4.2.1.1 Deslizamiento.

El análisis por deslizamiento, considera todas las fuerzas laterales que intervienen en el muro, donde las fuerzas resistentes al movimiento deben superar las presiones laterales de tierra. Para este análisis, se utiliza un factor de seguridad mayor que 1.0, el cual, se obtiene de dividir las fuerzas que resisten el movimiento entre las fuerzas que provocan este movimiento. La ecuación para calcular el factor de seguridad por deslizamiento es la siguiente:

$$FS_D = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

donde:  $\Sigma F_R$ : suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\Sigma F_d$ : suma de las fuerzas horizontales de empuje.

Las fuerzas horizontales que resisten el deslizamiento son, el empuje pasivo y las fuerzas de fricción entre el suelo y la base del muro. Las fuerzas que provocan el movimiento son el empuje activo, ver figura 4.21.

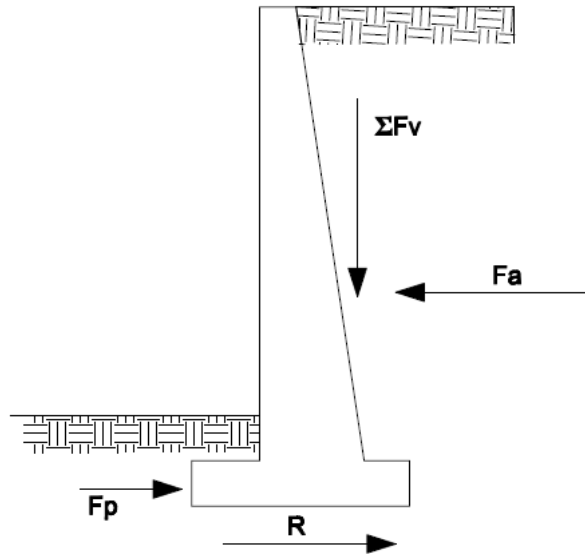


Figura 4. 21 Esquema representativo de las fuerzas que actúan sobre el muro.

Habiendo calculados los empujes de la masa de suelo sobre el muro, sólo falta calcular la fuerza de fricción entre el suelo y la base del muro, el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$R = (\Sigma FV) \tan \delta + B c_a \quad \text{Ecuación 4.6}$$

donde:

$\delta$  : es el ángulo de fricción entre el suelo y la base del muro ( $2/3 \Phi$ )

B : es la longitud de la base del muro

$C_a$ : es la adhesión entre el suelo y la base del muro

El ángulo de fricción del suelo y base del muro se considerará  $2/3$  del ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), según el criterio de Terzaghi.

Las fuerzas verticales, se calculan multiplicando el área de mampostería de piedra y el área de suelo influyente, por el peso específico respectivo.

El proceso de cálculo descrito se analiza de la siguiente forma:

En la figura 4.22 se muestran las áreas influyentes de suelo y de la mampostería de piedra.

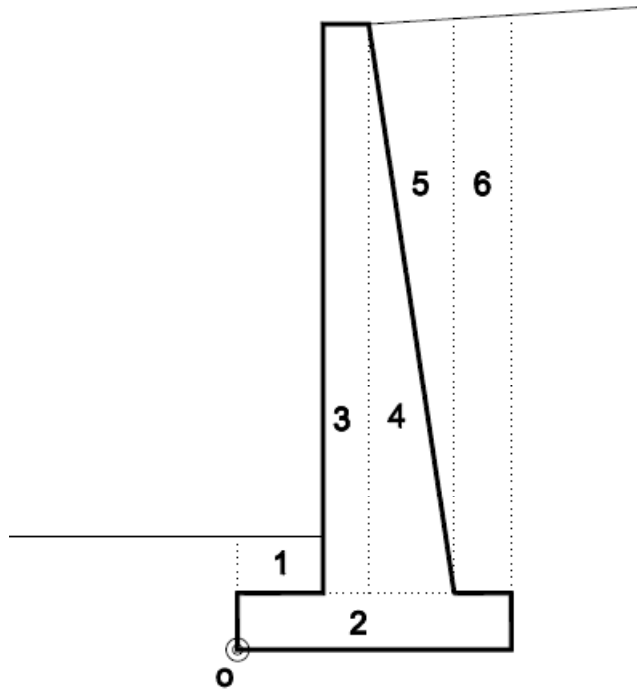


Figura 4. 22 Detalle de áreas en el muro.

La tabla 4.2 muestra el resultado del cálculo del peso de las diferentes áreas mostradas en la figura 4.22.

Tabla 4. 2 cálculo de áreas, según la figura 4.22

Elemento	base (m)	altura (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton * m)
1	0.750	0.500	0.375	0.525	0.375	0.197
2	2.400	0.500	1.200	1.680	1.200	2.016
3	0.400	5.000	2.000	2.800	0.950	2.660
4	0.750	5.000	1.875	2.625	1.400	3.675
5	0.750	5.000	1.875	2.663	1.650	4.393
6	0.500	5.000	2.500	3.550	2.150	7.633
<b>Suma</b>			FV=	13.843	MR=	20.574

La sumatoria de Fuerzas verticales da como resultado:

$$\Sigma F_v = 13.843 \text{ Ton}$$

Con la sumatoria de las fuerzas verticales se calcula la fuerza de fricción entre el suelo y la base del muro, la cual es:

$$R = (13.843)\tan\frac{2}{3}(36.2^\circ) + 2.4(2) = 11.00 \text{ Ton}$$

Con R se calcula el factor de seguridad por deslizamiento

$$FS_D = \frac{5.38 + 11}{6.42} = 2.55$$

El factor de seguridad mínimo, según la norma técnica de cimentaciones sección 5.3, sin considerar el efecto sísmico, es 1.5; el cual, es menor que el obtenido, logrando así garantizar la estabilidad del muro, por deslizamiento, ya que  $2.55 > 1.50$

#### **4.2.1.2 Volteo.**

El análisis de la estabilidad por volteo de un muro de retención consiste, en que los momentos resistentes al volteo deben superar a los momentos que lo producen. Los momentos que provocan y resisten el movimiento se calculan multiplicando las fuerzas actuantes sobre el muro por su correspondiente brazo de momento, medido desde el punto inferior de la punta de la base del muro, La figura 4.22 muestra las secciones del muro consideradas para el cálculo del momento resistente. Y la tabla 4.2 muestra los pesos de cada una de las áreas mostradas en la figura 4.22 con sus respectivos momentos que producen con respecto al punto “o”.

La sumatoria de momentos resistentes es:

$$\Sigma MR = 20.574 + 5.377(1/3) = 22.366 \text{ Ton.m}$$



$$\Sigma M_o = 5.5/3(6.421) = 11.77 \text{ Ton.m}$$

El factor de seguridad por volteo se calcula con la siguiente ecuación:

$$FS_v = \Sigma M_R / \Sigma M_o \quad \text{Ecuación 4.7}$$

$$FS_v = 22.366/11.77 = 1.9$$

El factor de seguridad obtenido es mayor que el mínimo permitido por la norma técnica de cimentaciones del país, el cual es de 1.5. Con el factor de seguridad obtenido se garantiza la estabilidad por volteo del muro de retención, ya que  $1.9 > 1.5$

#### 4.2.1.3 Capacidad de Carga.

Los muros de retención por gravedad no sólo fallan por deslizamiento o volteo, sino también, por capacidad de carga, esto es debido a que los esfuerzos ejercidos sobre el suelo, sobrepasan la capacidad de carga del suelo, produciendo asentamientos, en la estructura, que pueden causar el colapso parcial o total de ella. Para realizar el análisis de capacidad de carga, es necesario conocer el esfuerzo o cargas que el muro transmitirá al suelo, para ello, se calcula la excentricidad de carga por medio de la siguiente ecuación

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma FV} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

$$e = \frac{2.4}{2} - \frac{22.37 - 11.77}{13.843} = 0.43 \text{ m}$$

Con la excentricidad se calcula el esfuerzo máximo transmitido al suelo, por medio de la siguiente ecuación:

$$q_{\text{máx}} = \frac{\Sigma FV}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ecuación 4.9}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{13.843}{2.4} \left( 1 + \frac{6(0.43)}{2.4} \right) = 11.97 \text{ Ton/m}^2$$

Luego de calcular el esfuerzo que la estructura le transmitirá al suelo, se calcula la capacidad de carga última del suelo por medio de la ecuación general de capacidad de carga<sup>25</sup>.

$$q_u = CN_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

donde:

C : cohesión

Q : esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  : peso específico del suelo

B : ancho de la cimentación

$N_c, N_q, N_\gamma$  : factores de capacidad de carga

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  : factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  : factores de inclinación de carga

$N_c = 50.59; N_q = 37.75; N_\gamma = 56.31$ <sup>26</sup>

D = 1.0 m

$q = \gamma D = 1.42(1) = 1.42 \text{ Ton/m}^2$  ;       $B' = B - 2e = 2.4 - 2(0.43) = 1.54 \text{ m}$

$$F_{cd} = 1 + 0.40 \left( \frac{D}{B} \right) = 1 + 0.40(1.0/1.54) = 1.26$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{D}{B} = 1 + 2 \tan(36.2) (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{1}{1.54} = 1.159$$

$F_{\gamma d} = 1$

<sup>25</sup> Ecuación publicada por Meyerhof 1963. Tomado de CIRCULAR 7 FHWA.

<sup>26</sup> Tomado de: Braja Das. Principio de Ingeniería de Cimentaciones. tabla 3.4. página 168.

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

$$\psi=\tan^{-1}\left(\frac{Pa.\cos\alpha}{\Sigma V}\right)=\tan^{-1}\left(\frac{6.421.\cos 0}{13.843}\right)=24.88^\circ$$

$$F_{ci}=F_{qi}=\left(1-\frac{24.88}{90}\right)^2=0.524 \text{ adimensional}$$

$$F_{\gamma i}=\left(1-\frac{\psi}{\phi}\right)=\left(1-\frac{24.88}{36.2}\right)^2=0.0978 \text{ adimensional}$$

Sustituyendo todos los factores  $q_u$  en la ecuación 4.10 da el valor siguiente

$$q_u=60.33 \text{ Ton/m}^2$$

$$FS_{qu} = 60.33/11.97= 5.04$$

El factor de seguridad obtenido es de 5.04, mayor que 3 por lo cual se asegura que el suelo no presentara asentamientos, ya que  $5.04 > 3$ .<sup>27</sup>

## 4.2.2 Muros de tierra armada o Soil nailing.

### 4.2.2.1 Deslizamiento.

El análisis de estabilidad por deslizamiento considera la capacidad del muro de soil nailing para resistirlo a lo largo de la base del sistema de retención, en respuesta a las presiones laterales de la tierra, detrás de los anclajes. La falla por deslizamiento puede ocurrir cuando las presiones adicionales laterales, de la tierra, movilizadas por la excavación, llegan exceder la resistencia al deslizamiento, a lo largo de la base (Figura. 4.23), similar a evaluar la estabilidad de los muros de retención por gravedad, con las teorías de Coulomb o Rankine, debido a las presiones laterales de la tierra que

---

<sup>27</sup> Tomado de: Braja Das. Principio de Ingeniería de Cimentaciones. Capítulo VII. página 404.

retiene. Esto mismo puede ser aplicado para evaluar la estabilidad al deslizamiento del muro de soil nailing, como sigue:

El sistema de muro de soil nailing se modela como un bloque rígido contra el cual las presiones laterales de la tierra son aplicadas detrás del muro de tierra armada. El bloque rígido, está definido por una superficie horizontal, por la base de la pared, que se extiende detrás de los anclajes (Figura. 4.23). Se asume, que los desplazamientos del bloque de suelo a lo largo de su base son bastante grandes para movilizar la presión activa detrás del bloque. El factor de seguridad contra el deslizamiento ( $FS_D$ ), es el cociente entre las fuerzas resistentes horizontales ( $\Sigma R_H$ ) y las fuerzas horizontales aplicadas ( $\Sigma D_H$ ), así:

$$FS_D = \frac{\Sigma R_H}{\Sigma D_H}, \quad \text{Ecuación 4.11}$$

$$\Sigma R_H = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \text{sen} \beta) \tan \phi_b, \quad \text{Ecuación 4.12}$$

$$\Sigma D_H = P_a \cos \beta, \quad \text{Ecuación 4.13}$$

La presión lateral activa ( $P_a$ ) se define así:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a, \quad \text{Ecuación 4.14}$$

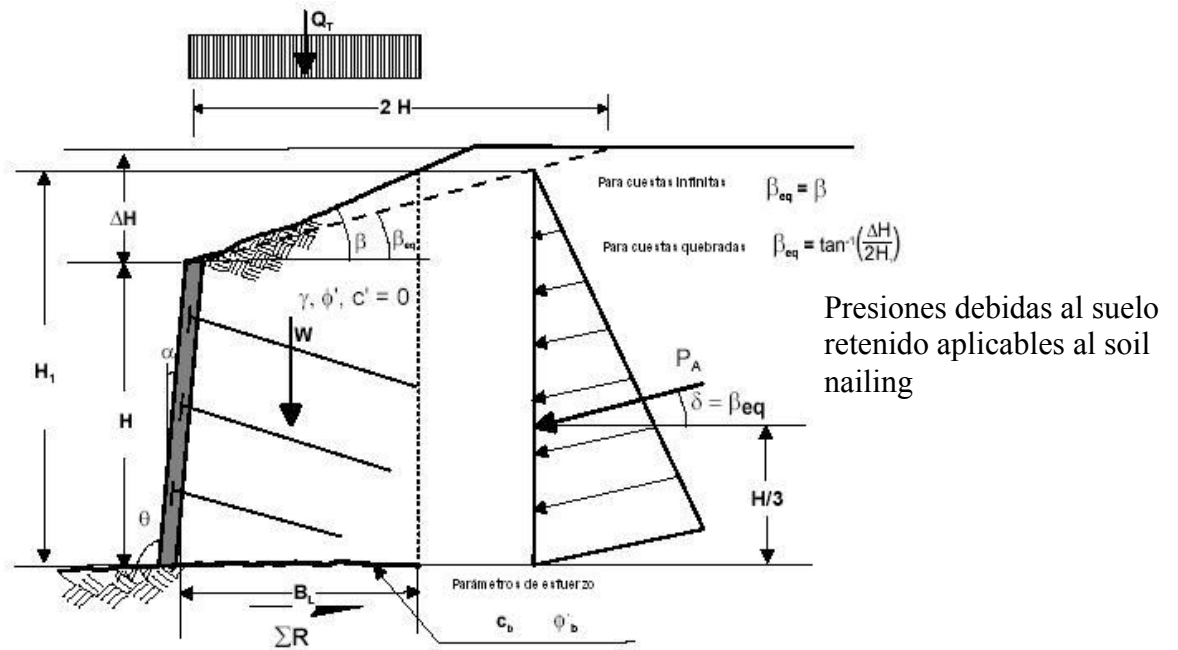


Figura 4. 23 Estabilidad por deslizamiento de un muro de soil nailing (detalle típico).

Los términos en las ecuaciones anteriores y en la (Fig. 4.23) son identificados así:

H: Altura de pared;

$\Delta H$ : Diferencial de altura de pared (si está presente);

$\beta$ : Ángulo de inclinación de la corona del talud;

$\beta_{eq}$ : Ángulo equivalente de inclinación (para inclinaciones quebradas en la parte superior del talud)  $\beta_{eq} = \tan^{-1} \Delta H/H$ , para inclinaciones infinitas  $\beta_{eq} = \beta$ ;

$\alpha$ : Ángulo de inclinación de paramento externo de pared (desde la vertical);

$\theta$ : Ángulo de inclinación de paramento externo de pared (desde la horizontal);

$C = c_b$ : Fuerza de cohesión de suelo a lo largo de la base;

$B_L$ : Longitud de la superficie de falla horizontal donde  $c_b$  está actuando efectivamente;

- W: Peso del bloque de soil nailing;
- $Q_D$ : Porción permanente de sobrecarga total  $Q_T$ ;
- $\phi'_b$ : Angulo efectivo de fricción interna de la base;
- $\phi'$ : Angulo de fricción interna del suelo atrás del bloque de suelo;
- $\delta$ : Angulo de fricción de interfaz del suelo con la pared (para inclinaciones quebradas en la parte superior del talud,  $\delta = \beta_{eq}$ , para inclinaciones infinitas,  $\delta = \beta$ );
- $\gamma$ : Peso específico unitario de la masa de suelo;
- $H_1$ : Altura efectiva sobre la cual actúa la presión de tierra  
 $[H_1 = H + (B + \tan\alpha) \tan \beta_{eq}]$ ; y
- $K_a$ : Coeficiente de presión activa para el suelo atrás del muro de soil nailing.

El coeficiente de presión activa,  $K_A$ , puede ser obtenido usando la fórmula derivada de la teoría general de Coulomb o la teoría Rankine para suelos cohesivos, asumiendo que la cohesión efectiva del suelo detrás de la pared  $c' = 0$ , en la condición de carga a largo plazo.

Según la teoría de Coulomb:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2(\beta) \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

donde, los parámetros de  $K_a$  se definieron previamente.

En la teoría de Rankine para muros, con ángulo  $\alpha < 8^\circ$  y suelo seco, inclinado detrás del muro, el coeficiente de presión activa de la tierra es:

$$K_a = \left[ \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}} \right], \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Para el caso simple de un muro vertical (p. ej.,  $\alpha = 0^\circ$  ó  $\theta = 90^\circ$ ), con terreno horizontal y suelo seco (p. ej.,  $\beta = 0^\circ$ ) detrás de la pared, la teoría de Rankine proporciona el coeficiente de presión activa de la tierra, simplemente con la expresión siguiente:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right), \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Ecuaciones a utilizar:

$$FS_D = \frac{\sum R}{\sum D}, \quad \text{Ecuación 4.18}$$

$$\sum R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin\beta) \tan\phi_b, \quad \text{Ecuación 4.19}$$

$$\sum D = P_a \cos\beta, \quad \text{Ecuación 4.20}$$

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a, \quad \text{Ecuación 4.21}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2(\beta) \sin(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

Haciendo cálculos para la figura 4.23 y con los datos del suelo<sup>28</sup> correspondiente, se obtienen los siguientes resultados:

$$C_b = 0.20 \text{ Kg/cm}^2 = 19.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi' = 36.2^\circ$$

$$\rho = 1.43 \text{ g/cm}^3 = 1430 \text{ Kg/m}^3$$

---

<sup>28</sup> Ver estudio de suelos en anexo 2.

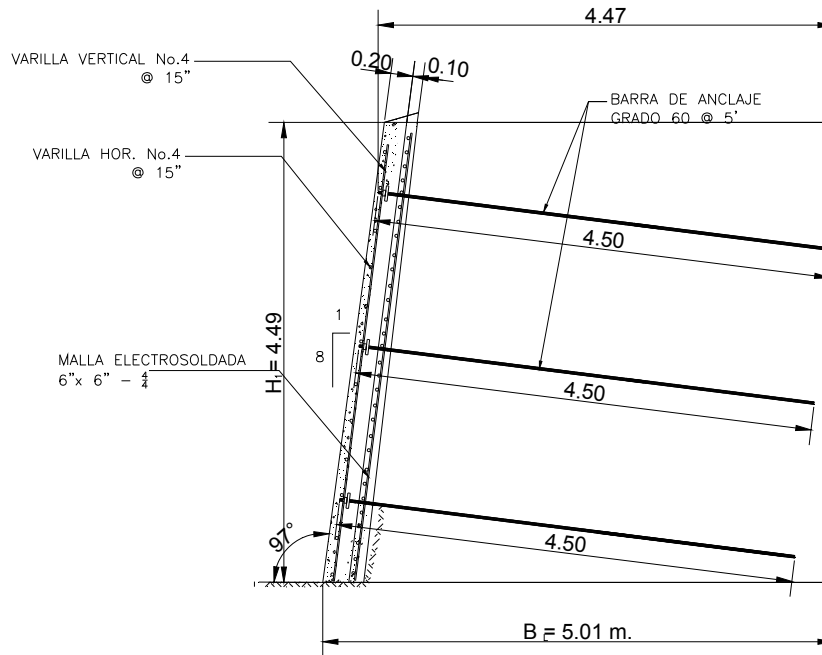


Figura 4. 24 Propiedades geométricas del muro de tierra armada o soil nailing a evaluar.

Propiedades Geométricas:

$$\beta = 0^\circ$$

$$H_1 = 4.49 \text{ m.}$$

$$B_L = 5.01 \text{ m.}$$

Procedimiento:

$$\gamma = g\rho$$

$$\gamma = (9.81 \text{ m/s}^2) \cdot (1430 \text{ Kg/m}^3)$$

$$\gamma = 1.42 \text{ Ton/m}^3$$

$$W = V \times \gamma = A L \times \gamma$$



$$W=19.91 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 1.42 \text{ Ton/m}^3$$

$$W = 28.27 \text{ Ton}$$

$$K_A = 0.299$$

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a ,$$

Ecuación 4.21

$$P_a = \left[ \frac{(1.42 \text{ Ton/m}^3)(4.49 \text{ m})^2}{2} \right] (0.299),$$

$$P_a = 4.28 \text{ Ton/m}$$

$$\Sigma R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \text{ sen} \beta) \tan \phi_b,$$

Ecuación 4.23

$$\Sigma R = (2 \text{ Ton/m}^2)(5.01 \text{ m}) + ((28.27 \text{ Ton}) + 0 + (4.28 \text{ Ton/m}) \text{ sen} 0^\circ) \tan(36.2)$$

$$\Sigma R = 30.71 \text{ Ton/m}$$

$$\Sigma D = P_A \cos \beta,$$

Ecuación 4.20

$$\beta = 15.88^\circ$$

$$\Sigma D = 4.29 \text{ Ton/m} \cos 0^\circ$$

$$FS_D = \frac{\Sigma R_H}{\Sigma D_h} ,$$

Ecuación 4.18

$$FS_D = \frac{30.71 \text{ Ton/m}}{4.29 \text{ Ton/m}}$$

$$FS_D = 7.16$$

#### 4.2.2.2 Capacidad de carga.

Para el cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga del suelo, es necesario conocer la capacidad admisible del suelo, para la cual se utilizará la teoría general de capacidad de carga del suelo, propuesta por Meyerhof (1963), ver ecuación 4.19, la cual es una extensión de la ecuación de capacidad de carga del suelo propuesta por Terzaghi (1943).

$$q_u = C N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma D} F_{\gamma i} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Esta ecuación es la misma que se utilizó para el cálculo de la capacidad de carga del suelo para el muro de mampostería de piedra (ecuación 4.10)<sup>29</sup>, cambiando únicamente los factores de profundidad, los factores de inclinación y el segundo término de la ecuación se anula, debido a que en el muro de soil nailing no tiene desplante y su base es rectangular, así se tendrá que:

$$F_{cd} = 1 + 0.40 \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{Ecuación 4.20}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{Ecuación 4.21}$$

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

Debido a que los muros de soil nailing no tienen desplante, el nivel de desplante es cero, al sustituirlo en las ecuaciones de factores de profundidad resultan ser igual a 1, y las ecuaciones de los factores de inclinación son las siguientes:

$$F_{ci} = \left( 1 - \frac{\psi}{90} \right)^2 \quad \text{Ecuación 4.22}$$

---

<sup>29</sup> Ver definición de términos en página 171.

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2$$

Ecuación 4.23

donde:

$\phi$  : ángulo de fricción interna del suelo,

$\psi$  : ángulo de inclinación de la resultante de fuerzas con respecto a la vertical

Los factores de capacidad de carga del suelo  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , son los mismos que se utilizaron para el cálculo de la capacidad de carga para el muro de mampostería de piedra en la sección 4.2.1.3.

El factor de seguridad por capacidad de carga está definido por la división de la capacidad de carga última del suelo entre la carga máxima transmitida por la estructura. ( $q_{\max}$ ).

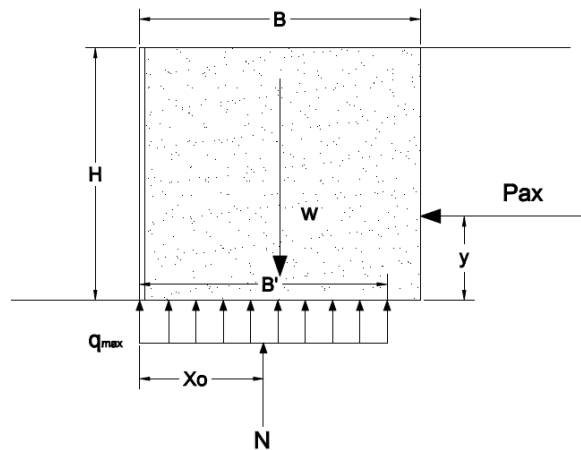


Figura 4. 25 Esquema de cargas para el cálculo de  $q_{\max}$ .

Para el cálculo de la carga máxima transmitida al suelo es necesario conocer todas las cargas impuestas al muro como se muestra en la figura 1 y las ecuaciones de cálculo se presentana continuación:

$$X_o = \frac{\sum M}{N}$$

Ecuación 4.24

$$X_0 = \frac{\left(\frac{W \cdot B}{2} - P_{ax} \cdot Y\right)}{N}$$

Ecuación 4.25

$$B' = 2X_0$$

Ecuación 4.26

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B'}$$

Ecuación 4.27

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

Ecuación 4.28

$$e \leq \frac{B}{6}$$

Los datos para sustituir en las ecuaciones son los siguientes:

$$W = 28.27 \text{ Ton}$$

$$B = 5.01 \text{ m}$$

$$P_{ax} = 4.28 \text{ Ton/m}$$

$$Y = 1.497 \text{ m.}$$

$$N = 28.27 \text{ Ton}$$

$$\phi = 36.2^\circ$$

Sustituyendo datos y evaluando se obtiene lo siguiente:

$$X_0 = \frac{\left(\frac{28.27(5.01)}{2} - 4.28(1.497)\right)}{28.27} ; \quad B' = 2(2.278) = 4.556 \text{ m}$$

$$X_0 = 2.278 \text{ m} ; \quad e = 5.01/2 - 2.278 = 0.227 \text{ m}$$

$$q_{m\acute{a}x} = 28.27/4.556$$

$$q_{m\acute{a}x} = 6.205 \text{ Ton/m}^2$$

Los datos para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo son los siguientes:

$$N_c = 50.59 ,$$

$$N_\gamma = 56.3$$

$$C = 2 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.42 \text{ Ton/m}^3$$

$$F_{cd} = F_c \gamma = 1$$

Al sustituir los datos en las ecuaciones de los factores, los resultados son los siguientes:

$$\Psi = \tan^{-1}(Pax / w)$$

$$\Psi = \tan^{-1}(4.28 / 28.27) = 8.61$$

$$F_{ci} = \left(1 - \frac{8.61}{90}\right)^2 = 0.818$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{8.61}{36.2}\right)^2 = 0.581$$

Sustituyendo los datos en la ecuación 4.19 se obtiene la capacidad de carga última:

$$q_u = 2(50.59)(1)(0.818) + \frac{1}{2}(1.42)(5.01)(56.3)(0.581)(1)$$

$$q_u = 199.12 \text{ ton/ m}^2$$

El factor de seguridad obtenido es :

$$FS_{qu} = q_u / q_{\text{máx}} = 199.12 / 6.205 = 32$$

El factor de seguridad calculado sobrepasa ampliamente, al valor mínimo 3 recomendado, ó  $32 \gg 3$ .

### 4.3 Determinación y evaluación de costos en muros para estabilizar taludes.

#### 4.3.1 Costo total de los muros de mampostería de piedra tradicionales caso equivalente.

Se ha considerado dividir el muro en 4 partidas, las cuales están determinadas en el siguiente plan de oferta:

Tabla 4. 3 Partidas de muro de mampostería de gravedad

Código	Descripción	Unidad
1.2	Muro de mampostería	
1.2.1	Excavación para fundación de muro	m <sup>3</sup>
1.2.2	Fundación de muro de mampostería	m <sup>3</sup>
1.2.3	Muro de mampostería	m <sup>3</sup>
1.2.4	Relleno compactado	m <sup>3</sup>

Se procederá a calcular la cantidad y el precio unitario de cada partida en base a lo especificado en la sección 4.2 de este capítulo, se considera que la longitud del muro es de 21.75 m.

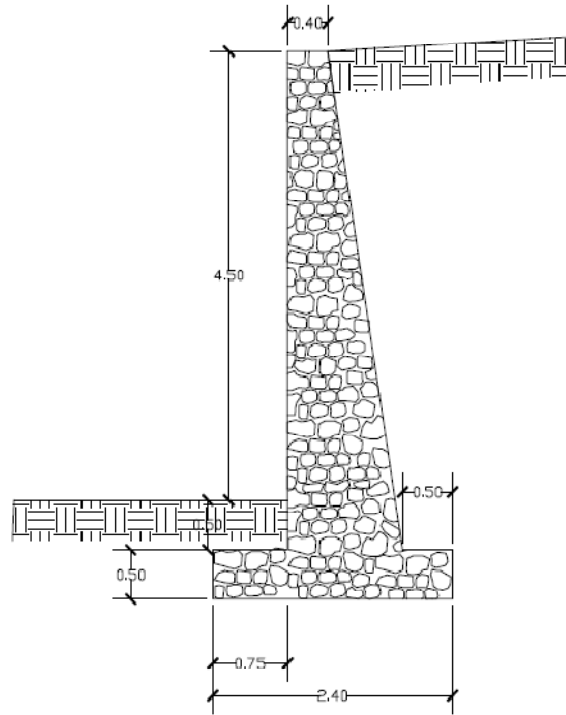


Figura 4. 26 Detalle de muro de gravedad de mamposterías

#### 4.3.1.1 Excavación para fundación de muro.

Según la figura 4.26, la profundidad de la excavación rectangular, es de 1.0 m pero se realizará una excavación adicional de 0.30 m de profundidad, para limpieza, dejando una profundidad total de 1.30 m, entonces:

$$V_{exc} = L \times B \times H$$

$$V_{exc} = 21.75\text{m} \times 2.40\text{m} \times 1.30\text{m}$$

$$V_{exc} = 67.86 \text{ m}^3$$

En la tabla 4.5 se indica el desglose del precio unitario de la excavación para la fundación. Para mayor comprensión de lo que se encuentra en ella se explica lo siguiente: La columna “Descripción”, contendrá una breve descripción del insumo del precio unitario. La Columna “Unidad”, corresponde a la unidad de medida en la que se tasa el insumo o la manera de pago por concepto. Y la columna “Precio Unitario”, corresponde al precio del insumo, en algunos casos es el mismo precio del material o valor de compra o pago del insumo o de la mano de obra que se está implementando, para el caso de estudio, el precio unitario puede corresponder a un insumo compuesto, el cual puede estar constituido por materiales, por la mano de obra y el equipo.

En la tabla 4.4 se desglosa el precio unitario de la partida de la excavación del muro de mampostería de piedra como sigue:

Tabla 4. 4 Desglose del precio unitario de la partida excavación del muro de mampostería.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
+	Retroexcavadora Caterpillar	hora	0.06667	\$48.99	\$3.27
Total					<b>\$3.27</b>

Tabla 4. 5 Desglose del insumo compuesto “Retroexcavadora Caterpillar”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Retroexcavadora Caterpillar 446B	hora	1	\$30.00	\$30.00
	Operador para retroexcavadora	hora	1	\$2.89	\$2.89
	Diesel	gal	3.8	\$1.90	\$7.22
	Mantenimientos, limpieza, reparación y transportación de maquinaria pesada	hora	1	\$8.88	\$8.88
Total					<b>\$48.99</b>

Según la tabla 4.4 el Precio Unitario total de la partida de excavación para fundación de muro convencional de mampostería de piedra es  $PU = \$3.27/m^3$

#### 4.3.1.2 Fundación del muro de mampostería de piedra.

El volumen de la fundación del muro de mampostería de piedra, se calculará de la siguiente manera:

$$V_{\text{fun}} = L \times B \times H$$

$$V_{\text{exc}} = 21.75\text{m} \times 2.40\text{m} \times 0.50\text{m}$$

$$V_{\text{fun}} = 26.10 \text{ m}^3$$

En la tabla 4.6 se desglosa el precio unitario de la partida de la fundación del muro de mampostería como sigue:

Tabla 4. 6 Desglose de la partida “Fundación de muro de mampostería”

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Cemento CESSA tipo portland	bolsa	2.2	\$5.77	\$12.69
	Piedra en bruto	m3	1.25	\$12.40	\$15.50
	Arena de rio	m3	0.32	\$8.00	\$2.56
	Fundación de piedra mayor de 30 hasta 50cm. de ancho (piedra pegada)	m3	1	\$11.81	\$11.81
	Auxiliar	hora	0.35714	\$2.19	\$0.78
+	Minicargador con cucharón de 0.7 m3 (Tabla 4.7)	hora	0.25	\$33.35	\$8.34
Total					<b>\$51.68</b>

Tabla 4. 7 Desglose del insumo compuesto “minicargador con cucharón de 0.7 m<sup>3</sup>”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Bobcat	hora	1	\$13.88	\$13.88
	Operador para minicargador	hora	1	\$2.89	\$2.89
	Gasolina	GLN	3.5	\$2.20	\$7.70
	Mantenimientos, limpieza, reparación y transportación de maquinaria pesada	hora	1	\$8.88	\$8.88
Total					<b>\$33.35</b>



Según la tabla 4.7 el Precio Unitario total de la partida de fundación de muro de mampostería es  $PU = \$51.68/m^3$

#### 4.3.1.3 Muro de mampostería.

El volumen de la pantalla del muro de mampostería se calcula de la siguiente forma

$$V_{\text{fun}} = L \times A$$

$$V_{\text{exc}} = 21.75\text{m} \times 3.875 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{fun}} = 84.28 \text{ m}^3$$

En la tabla 4.8 se indica el desglose del precio unitario de la partida pantalla de muro de mampostería de piedra.

Tabla 4. 8 Desglose de la partida “Muro de mampostería”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Piedra en bruto	M3	1.25	\$12.40	\$15.50
	Cemento CESSA tipo portland	bolsa	2.2	\$5.77	\$12.69
	Arena de rio	m3	0.32	\$8.00	\$2.56
	Auxiliar	hora	0.28571	\$2.19	\$0.63
	Muro de piedra visto tipo corriente en línea curvas hasta 1.50 m de altura sobre nivel de piso	m3	1	\$18.17	\$18.17
	Dilatación de muros	ml	0.23697	\$0.95	\$0.23
+	Andamios para pegado de ladrillo o bloque, para levantar paredes. (Tabla 4.9)	ml	0.51611	\$1.54	\$0.79
	Hechura de andamios de 1.50 m. hasta altura de 3m.	ml	0.25806	\$2.54	\$0.66
	Hechura de andamios de 3 a 6 m. de altura.	ml	0.25806	\$3.29	\$0.85
+	Minicargador con cucharón de 0.7 m3. (Tabla 4.7)	hora	0.25	\$33.35	\$8.34
				<b>Total</b>	<b>\$60.42</b>

Tabla 4. 9 Desglose del insumo compuesto “Andamios para pegado de ladrillo o bloque”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Marco para andamio	mes	0.14286	\$6.50	\$0.93
	Plataformas para andamio elaboradas con cuartón 4 usos	mes	0.07143	\$7.00	\$0.50
	Juego de 4 base para andamio, alquiler 1 mes	mes	0.07143	\$1.60	\$0.11
				<b>Total</b>	<b>\$1.54</b>

El desglose del insumo minicargador con cucharón de 0.7 m<sup>3</sup> es el mismo que el implementado en la partidas de fundación del muro, presentado en la tabla 4.9.

Según la tabla 4.8 el Precio Unitario total de la partida de muro de mampostería de piedra es PU= \$60.42/m<sup>3</sup>.

#### 4.3.1.4 Relleno Compactado.

El volumen del relleno compactado se determinara en base a la figura 4.27.

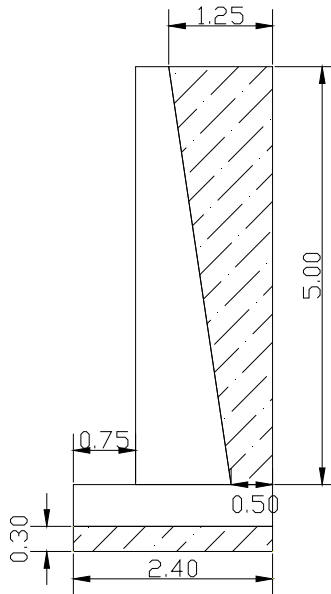


Figura 4. 27 Detalle de ejecución de relleno compactado.

$$V_{\text{rell}} = \left( \frac{1.25 + 0.50}{2} \right) \times 5 \times 21.75 + (0.30 \times 2.40 \times 21.75)$$

$$V_{\text{rell}} = 95.16 \times 15.66$$

$$V_{\text{rell}}=110.82 \text{ m}^3$$

En la tabla 4.10 se desglosa del precio unitario de la partida de relleno compactado.

Tabla 4. 10 de la partida “Relleno compactado”.

	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Subtotal
+	Bailarina Wacker (Tabla 4.11)	hora	0.75	\$4.56*	\$3.42
	Agua	m3	0.05	\$5.00	\$0.25
	Tierra Blanca	m3	1.4	\$8.50	\$11.90
Total					<b>\$15.57</b>

Tabla 4. 11 del insumo compuesto “Bailarina Wacker”.

	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Subtotal
	Compactadora Wacker	hora	1	\$3.18	\$3.18
	Gasolina	GLN	0.2857	\$2.20	\$0.63
	Mantenimiento, limpieza, y reparación de equipos	hora	1	\$0.75	\$0.75
Total					<b>\$4.56</b>

Según la tabla 4.10 el Precio Unitario total de la partida de muro de mampostería es  $PU = \$15.57/\text{m}^3$ .

#### 4.3.1.5 Costo total de muro de mampostería de piedra.

Obtenidas todas las cantidades y precios unitarios de cada una de las partidas en la tabla 4.3, se procede a calcular el costo total del muro de mampostería de piedra.

Tabla 4. 12 Costo total del muro de mampostería de piedra.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>1.2</b>	<b>Muro de mampostería</b>				
1.2.1	Excavación para fundación de muro	m3	67.86	\$3.27	\$221.90
1.2.2	Fundación de muro de mampostería de piedra	m3	26.1	\$51.68	\$1,348.85
1.2.3	Pantalla de muro de mampostería de piedra	m3	84.28	\$60.42	\$5,092.20
1.2.4	Relleno compactado	m3	110.82	\$15.57	\$1,725.47
Total					<b>\$8,388.42</b>

El costo total del muro de mampostería de piedra, según la tabla 4.12 es de \$8388.42, el cual, es el resultado de la suma de las diferentes partidas que componen el muro.

Para obtener el costo total por m<sup>3</sup>, se divide el costo total entre el volumen total del muro de mampostería de piedra, el cual incluye la fundación y la pantalla del muro, así  $V = 26.10+84.28 = 110.38 \text{ m}^3$ . Entonces, el precio por metro cúbico del muro convencional hecho de mampostería de piedra es el siguiente:

$$\text{Costo}/\text{m}^3 = \frac{\$8388.42}{110.38 \text{ m}^3}$$

$$\text{Costo}/\text{m}^3 = \$76/\text{m}^3$$

#### 4.3.2 Costo total de los muros de tierra armada o soil nailing.

Se ha considerado dividir el muro en 4 partidas, las cuales están determinadas en el siguiente plan de oferta:

Tabla 4. 13 Partidas de muro tierra armada o soil nailing

Código	Descripción	Unidad
1.1	Tierra armada o Soil nailing	
1.1.1	Pantalla Temporal de Concreto Lanzado $f'c=210.00 \text{ kg/cm}^2$ , $e=10 \text{ cm}$ , refuerzo de acero electro malla 6x6, 4/4.	m2
1.1.2	Pantalla Permanente de Concreto Lanzado $f'c=210.00 \text{ kg/cm}^2$ , $e=20 \text{ cm}$ , refuerzo de acero; #4 @ 15".	m2
1.1.3	Anclaje de $L=4.50\text{m}$ , Diam de Perf. 5", núcleo de acero 1#6, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bars de Presión.	c/u
1.1.4	Sistema de Drenaje de Muro Soil Nail; incluye suministro de material y mano de obra para la instalación de: franjas de Geodrén Planar Pavco de 2m de ancho por la altura del muro cubriendo el 50% del área total del muro, Manga de Geodrén Circular Pavco y Tubo Drenafort Perforado de diam 4" a todo lo largo del pie del muro cubriendo la longitud total del pie del muro anclado.	m2

Se procederá a calcular la cantidad y el precio unitario de cada partida en base a lo especificado en los planos autorizados.

### 4.3.2.1 Pantalla temporal de concreto lanzado.

$\emptyset$  de Perforación = 4.75"  
 $\emptyset$  de la barra de anclaje = 3/4"  
 Longitud del Ancla = 4.50m  
 No de perforaciones = 47

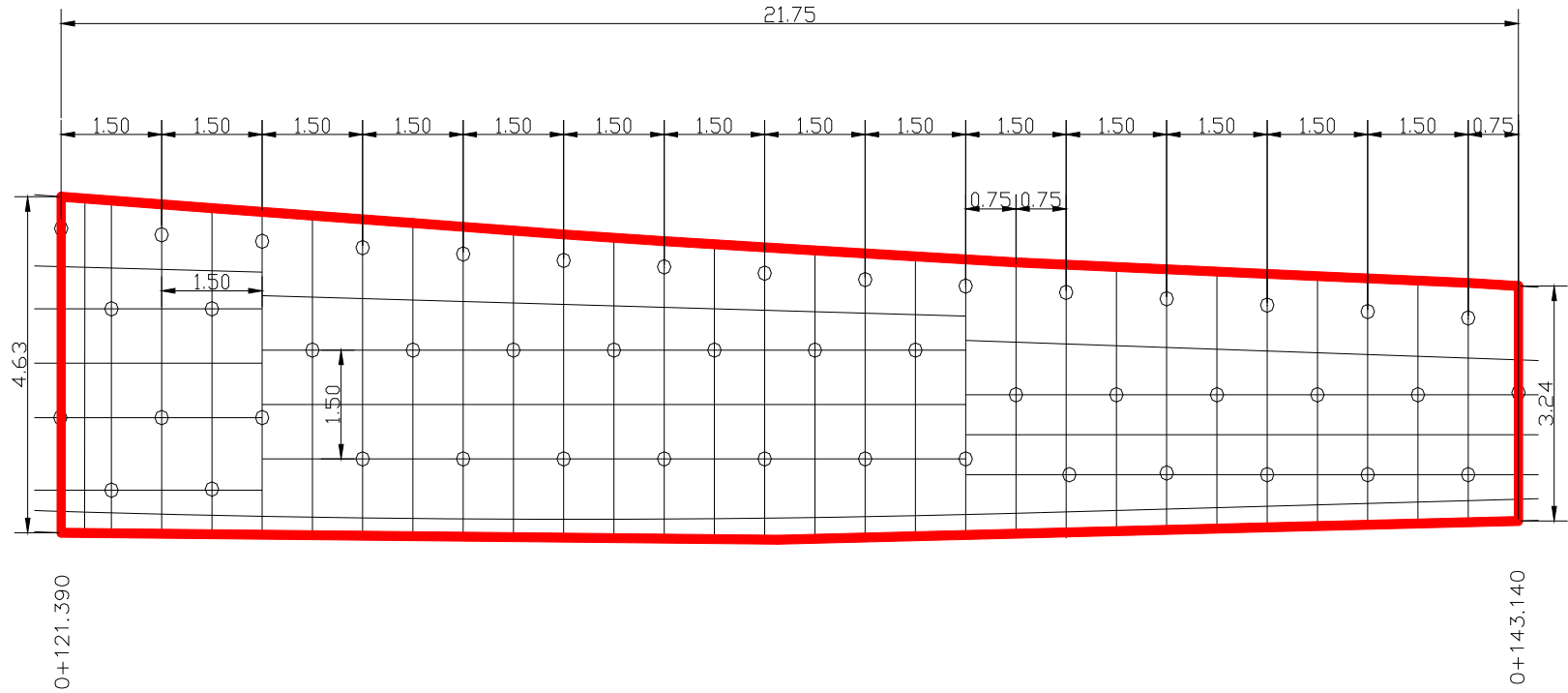
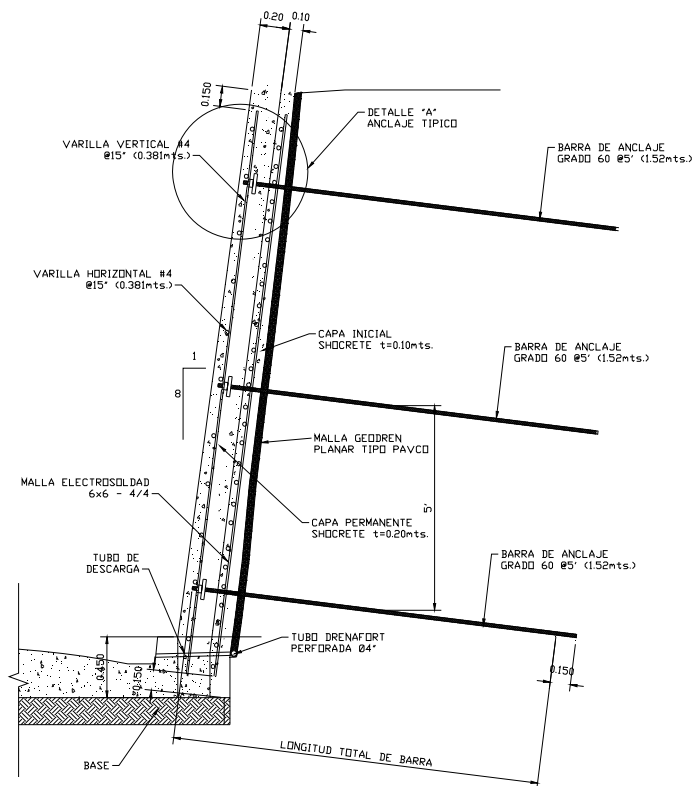


Figura 4. 28 Detalle de muro de tierra armada o soil nailing, del proyecto en estudio. Anclajes distribuidos @ 1.5m.

El tramo de muro de tierra armada en estudio, se encuentra ubicado entre los estacionamientos 0+121.39 y 0+143.14, longitud de 21.75 m, ver figura 4.9. Los anclajes entre si tienen una separación típica de 1.50 m en dirección vertical y horizontal. En este tramo se deben de colocar los anclajes de 4.50m de profundidad con varillas #6 grado 60, el diámetro de perforación para estos anclajes es de 4.75". El área correspondiente al tramo en estudio es el delimitado por la línea de color rojo en la figura 4.27 la cual tiene una área  $A = 86.13 \text{ m}^2$ , la pantalla de concreto, temporal, es de 10 cm de espesor y su refuerzo es una malla electro soldada de 6 x 6 calibre 4/4.



SECCION TIPICA DE ANCLAJE

Figura 4. 29 Sección de muro de tierra armada o soil nailing en estudio.

### Costos del refuerzo de la pantalla temporal.

- Acero de refuerzo para cubrir la superficie de  $1\text{m}^2$

Unidad: la electro malla se presenta en pliegos de  $6.00 \times 1.22$  m. Entonces, la cobertura real de un pliego viene dada por las siguientes longitudes  $5.85 \times 1.05$  m, esto, debido a los traslapes que se hacen entre mallas.

$$1 \text{ pliego} = 5.85 \times 1.05 = 6.1425 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ pliego} = 6.1425 \text{ m}^2$$

Entonces,

$$\frac{\text{cantidad}}{\text{m}^2} = \frac{1\text{m}^2}{6.1425\text{m}^2 / 1 \text{ pliego}}$$

$$\frac{\text{cantidad}}{\text{m}^2} = 0.1628 \text{ pliego}$$

- Concreto lanzado de proyecto para cubrir la superficie de  $1\text{m}^2$  con espesor de  $0.10\text{m}$

Unidad: El concreto se mide en  $\text{m}^3$

La cantidad de concreto a utilizar para la pantalla temporal de concreto es

$$V = 0.10 \times 86.13 = 8.61 \text{ m}^3.$$

Entonces:

$$\frac{\text{cantidad}}{\text{m}^2} = \frac{8.61\text{m}^3}{86.13 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{cantidad}}{\text{m}^2} = 0.10\text{m}^3$$

En la tabla 4.14 a 4.19 se hace el costeo para costos directos unitarios como sigue:

Tabla 4. 14 de Precio Unitario de pantalla temporal.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Agua para procesos constructivos	lt	15	\$0.01	\$0.15
	Aceite Diesel	gal	0.05	\$3.00	\$0.15
	Aceite para motor 15W40	gal	0.00407	\$12.00	\$0.05
	Clavos con cabeza 4"	Lb	0.05	\$0.40	\$0.02
	Tubo industrial 2" x 1", L=6.0m,	c/u	0.01	\$7.00	\$0.07
	Salario de peón al día	hora	0.2594	\$2.19	\$0.57
	Cuartón de pino de 2" x 4"	vara	0.22	\$1.01	\$0.22
	Tabla de pino de 0.25 de ancho	vara	0.06936	\$1.50	\$0.10
	Tubo industrial 1" x 1", L=6.0m	c/u	0.00769	\$5.10	\$0.04
	Cizalla para corte de metal 18"	c/u	0.00179	\$45.50	\$0.08
+	Refuerzo de pantalla temporal. (Tabla 4.15)	m2	1	\$11.11	\$11.11
+	Concreto de pantalla temporal. (Tabla 4.16)	m3	0.1	\$124.16	\$12.42
+	Varios de pantalla temporal. (Tabla 4.19)	sg	1	\$0.50	\$0.50
				<b>Total</b>	<b>\$25.48</b>

Tabla 4. 15 Desglose del Precio Unitario de insumo "Refuerzo de pantalla Temporal".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Sierra bimetálica para marco	c/u	0.003	\$0.97	\$0.00
	Disco de corte de metal de 9" x 1/8"	c/u	0.01164	\$2.07	\$0.02
	Alambre de amarre No.16	lb	0	\$0.37	\$0.00
	Cortadora Manual METABO	hora	0.02716	\$1.71	\$0.05
	Andamio metálico de 2.00 x 2.00 ms, incluye cruceta	hora	0.71	\$0.04	\$0.03
	Instalación de malla electro soldada	m2	1	\$1.24	\$1.24
	Electro malla 6"x6" 4/4 de 6.00 x 2.35 m	plg	0.1628	\$60.00	\$9.77
	Varilla acero corrugado #4 (1/2") G-60 de 6.00 m	qq	0	\$33.05	\$0.00
	Varilla acero corrugado #3 (3/8") G-60 de 6.00 m	qq	0	\$33.05	\$0.00
				<b>Total</b>	<b>\$11.11</b>



Tabla 4. 16 Desglose del Precio Unitario de “Concreto de Pantalla temporal”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Disco para concreto 9" x 1/8" x 7/8" convexo	c/u	0.02	\$2.89	\$0.06
	Antisol blanco	gal	0.04	\$4.74	\$0.19
	Disco de diamante	c/u	0.00145	\$50.00	\$0.07
+	Concreto tipo chispa rev. 4.5". f'c 210 Kg/cm2. (Tabla 4.17)	m3	1	\$122.87	\$122.87
+	Cuadrilla de colado de concreto lanzado. (Tabla 4.18)	m3	1	\$0.97	\$0.97
				<b>Total</b>	<b>\$124.16</b>

Tabla 4. 17 Desglose del Precio Unitario de “Concreto tipo chispa rev. 4.5”, f'c=210 kg/cm2” que está dentro del precio unitario de “Concreto de “Pantalla temporal”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Alquiler interno de bomba impulsora de concreto	hora	0.1181	\$16.43	\$1.94
	Bombeado de concreto por metro cúbico	m3	0.1349	\$3.01	\$0.41
	Concreto tipo chispa rev 4.5", f'c= 210 kg/cm2	m3	1	\$119.00	\$119.00
	Cemento CESSA tipo portland ASTM C-150	bolsa	0.01	\$5.77	\$0.06
	Alquiler interno de sistema de lanzado shotcrete, incluye boquillas, accesorios completos	hora	0.05906	\$11.43	\$0.68
	Compresor 185 CFM para inyecciones/lanzado	hora	0.05906	\$8.00	\$0.47
	Depreciación y uso de mangueras y equipo menor	sg	0.05906	\$1.00	\$0.06
	Operador de bomba de concreto	hora	0.04	\$3.12	\$0.12
	Empaque para manguera de aire	c/u	0.00708	\$0.25	\$0.00
	Abrazadera para manguera de aire ø 3/4"	c/u	0.00708	\$0.55	\$0.00
	Boquilla de hule para equipo de lanzado	c/u	0.00708	\$12.50	\$0.09
	Arena de rio	m3	0.0	\$8.00	\$0.03
	Abrazadera ø 2 1/2" para boquilla de lanzado	c/u	0.00708	\$1.15	\$0.01
				<b>Total</b>	<b>\$122.87</b>

Tabla 4. 18 del Precio Unitario de “Cuadrilla de colado de concreto lanzado” que está dentro del precio unitario de “Concreto de “Pantalla temporal”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Codaleado y planchado de concreto lanzado	hora	0.1	\$2.19	\$0.22
	Codaleado y planchado de concreto lanzado	hora	0.1	\$2.19	\$0.22
	Salario de personal al día por lanzado de concreto (6), 50 mt <sup>2</sup> /hora	hora	0.24	\$2.19	\$0.53
				<b>Total</b>	<b>\$0.97</b>

Tabla 4. 19 Desglose del Precio Unitario de “Varios de pantalla temporal”

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Camisa para ingeniero logo MOP	c/u	0.00179	\$12.00	\$0.02
	Llave Stilson de 24"	c/u	0.0022	\$13.75	\$0.03
	Sueldo de caporal por unidad de tiempo en \$	día	0.0134	\$25.50	\$0.34
	Bollo de pita para trazos	c/u	0.01	\$0.31	\$0.00
	Zaranda # 40 para colado de arena	ya	0.0033	\$2.50	\$0.01
	Pintura fluorescente en aerosol	c/u	0.01	\$1.68	\$0.02
	Plástico Negro 80"x500 milésimas	yd	0.12	\$0.68	\$0.08
				<b>Total</b>	<b>\$0.50</b>

Según la tabla 4.14 el Precio Unitario total de la pantalla de concreto, temporal, es  $PU = \$25.48/m^2$ .

#### 4.3.2.2 Pantalla Permanente de concreto lanzado.

El área de la pantalla de concreto lanzado permanente, es la misma que la pantalla de concreto temporal, o sea  $A = 86.13 m^2$ . Según la figura 4.28 la pantalla de concreto lanzado posee una parilla de refuerzo de acero #4, con separación a cada 0.30m en la

dirección vertical y horizontal y con una capa de concreto con espesor de 0.20 m. Los insumos críticos para esta partida son los materiales siguientes:

- Acero #4 de refuerzo para 1 m<sup>2</sup> de pantalla.

En primer lugar se considera todo el acero de refuerzo que llevará la pantalla de concreto permanente, debido a la geometría trapezoidal que posee la pantalla según la figura 4.28, se considera un rectángulo con la longitud del muro y con la mayor altura que este posee, que es de 4.63m, con esto se obtiene un rectángulo de 21.75m x 4.63m, al cual se distribuirá el acero a cada 0.30 m, en la dirección horizontal y vertical.

Tabla 4. 20 Cálculo de acero de refuerzo para pantalla de concreto permanente.

ACERO								
Acero	Cantidad	Longitud de pieza	Longitud modulada	ml	# de varillas de 12m	Factor de Varillas/qq	qq	
No	4	73	4.63	6	438	36.5	3.8	9.605263158
No	4	16	21.78	30	480	40	3.8	10.52631579
No	3	176	0.5	0.5	88	7.333333333	3.8	1.086419753

De la tabla 4.20 se obtiene que, se necesitan 73 piezas de 4.63m de longitud para el acero de refuerzo vertical y para el horizontal 16 piezas de 21.78m, en la columna de longitud modulada, se coloca una longitud que sea divisor exacto de 12, ya que las varillas de acero tienen presentación de 6 m y 12 m.

La última columna de la tabla 4.20 muestra el quintalaje de acero necesario para poder proporcionar el refuerzo detallado en planos a la pantalla de concreto permanente.

Entonces, para el acero de refuerzo #4:

$$\frac{qq}{m^2} = \frac{9.60526+10.52631}{86.13}$$

$$\frac{qq}{m^2} = 0.23373 \text{ qq}/m^2$$

El acero de refuerzo #3, en este proyecto, se utiliza para sujetar la parilla de refuerzo de acero #4 en su posición:

$$\frac{qq}{m^2} = \frac{1.08642}{86.13}$$

$$\frac{qq}{m^2} = 0.01261$$

El cálculo del concreto lanzado, se realiza de la misma forma que para la pantalla de concreto de concreto temporal, con la diferencia que el espesor de la pantalla permanente es de 0.20 m. En las tablas 4.21, 4.22, 4.23 y 4.24 se muestra el desglose de los precios unitarios que componen la partida de la pantalla de concreto permanente.

Tabla 4. 21 Desglose de la partida "Pantalla Permanente de Concreto Lanzado f'c=210.00 kg/cm2, e=20 cm, refuerzo de acero; #4 @ 15".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Andamio metálico de 2.00 x 2.00 ms, incluye cruceta	hora	0.71	\$0.04	\$0.03
	Salario de peón al día	hora	0.6	\$2.19	\$1.31
	Arena de rio	m3	0.01	\$8.00	\$0.08
	Agua para procesos constructivos	Lt	15	\$0.01	\$0.15
	Clavos con cabeza 4"	lb	0.02	\$0.40	\$0.01
	Plástico Negro 80"x500 milésimas	yd	0.06	\$0.68	\$0.04
	Disco para concreto 9" x 1/8" x 7/8" convexo	c/u	0.02	\$2.89	\$0.06
	Tubo industrial 2" x 1", L= 6.0m,	c/u	0.02	\$7.00	\$0.14
	Cemento CESSA tipo portland	bolsa	0.01	\$5.77	\$0.06
	Cuartón de pino de 2" x 4"	vara	0.11	\$1.01	\$0.11
	Tabla de pino de 0.25 de ancho	vara	0.055	\$1.50	\$0.08
	Tubo industrial 1" x 1", L=6.0m	c/u	0.004	\$5.10	\$0.02
	Disco de diamante	c/u	0.00145	\$50.00	\$0.07

+	Refuerzo de pantalla temporal (Tabla 4.22)	m2	1	\$12.18	\$12.18
+	Concreto de pantalla permanente (Tabla 4.23)	m3	0.2	\$125.14	\$25.03
+	Varios de pantalla permanente (Tabla 4.24)	Sg.	0	\$1.18	\$0.00
Total					<b>\$39.37</b>

Tabla 4. 22 Desglose del insumo compuesto "Refuerzo de pantalla permanente".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Varilla acero corrugado #3 (3/8") G-60 de 6.00 m	qq	0.01261	\$33.05	\$0.42
	Varilla acero corrugado #4 (1/2") G-60 de 6.00 m	qq	0.23373	\$33.05	\$7.72
	Alambre de amarre No.16	lb	0	\$0.37	\$0.00
	Colocación acero #4 (1/2")	qq	0.31	\$12.39	\$3.84
	Cortadora Manual METABO	hora	0.03	\$1.71	\$0.05
	Sierra bimetálica para marco	c/u	0.05	\$0.97	\$0.05
	Disco de corte de metal de 9" x 1/8"	c/u	0.05	\$2.07	\$0.10
Total					<b>\$12.18</b>

Tabla 4. 23 Desglose del insumo compuesto "Concreto de pantalla permanente".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Concreto tipo chispa rev 4.5", Fc= 210.kg/cm2	m3	1	\$119.00	\$119.00
	Bombeado de concreto por metro cúbico	m3	0.27	\$3.01	\$0.81
	Operador de bomba impulsora de concreto	Hrs	0.06	\$3.12	\$0.19
	Codaleado y planchado de concreto lanzado	Hrs	0.35	\$2.19	\$0.77
	Alquiler interno de bomba impulsora de concreto	hora	0.1181	\$16.43	\$1.94
	Alquiler interno de sistema de lanzado shotcrete, incluye boquillas, accesorios completos	hora	0.05906	\$11.43	\$0.68
	Compresor 185 CFM para inyecciones/lanzado	hora	0.05906	\$8.00	\$0.47
	Salario de personal al día por lanzado de concreto (6), 50	Hrs	0.28	\$2.19	\$0.61

	mt2/hora				
	Antisol blanco	gal	0.05	\$4.74	\$0.24
	Depreciación y uso de mangueras y equipo menor	sg	0.05906	\$1.00	\$0.06
	Aceite Diesel	gal	0.05	\$3.00	\$0.15
	Aceite para motor 15W40	gal	0.01	\$12.00	\$0.12
	Boquilla de hule para equipo de lanzado	c/u	0.00708	\$12.50	\$0.09
	Abrazadera ø 2 1/2" para boquilla de lanzado	c/u	0.00708	\$1.15	\$0.01
	Empaque para manguera de aire	c/u	0.00708	\$0.25	\$0.00
	Abrazadera para manguera de aire ø 3/4"	c/u	0.00708	\$0.55	\$0.00
Total					<b>\$125.14</b>

Tabla 4. 24 Desglose del insumo compuesto "Varios de pantalla permanente".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Sueldo de caporal por unidad de tiempo en \$	día	0.04	\$25.50	\$1.02
	Bollo de pita para trazos	c/u	0.01	\$0.31	\$0.00
	Llave Stilson de 24"	c/u	0.003	\$13.75	\$0.04
	Camisa para ingeniero logo MOP	c/u	0.0025	\$12.00	\$0.03
	Pintura fluorescente en aerosol	c/u	0.05	\$1.68	\$0.08
	Zaranda # 40 para colado de arena	yda	0.0033	\$2.50	\$0.01
Total					<b>\$1.18</b>

Según la tabla 4.21 el Precio Unitario total de la pantalla de concreto temporal es  $PU = \$39.37/m^2$ .

#### 4.3.2.3 Anclajes pasivos.

La principal característica de un muro de tierra armada o soil nailing son los anclajes, haciendo notar que los principales elementos que componen un anclaje son:

- La perforación del anclaje

- El anclaje pasivo
- El bulbo del anclaje
- La Placa de anclaje

De la figura 4.28 se obtuvo que la cantidad de anclajes es 47 para todo el muro.

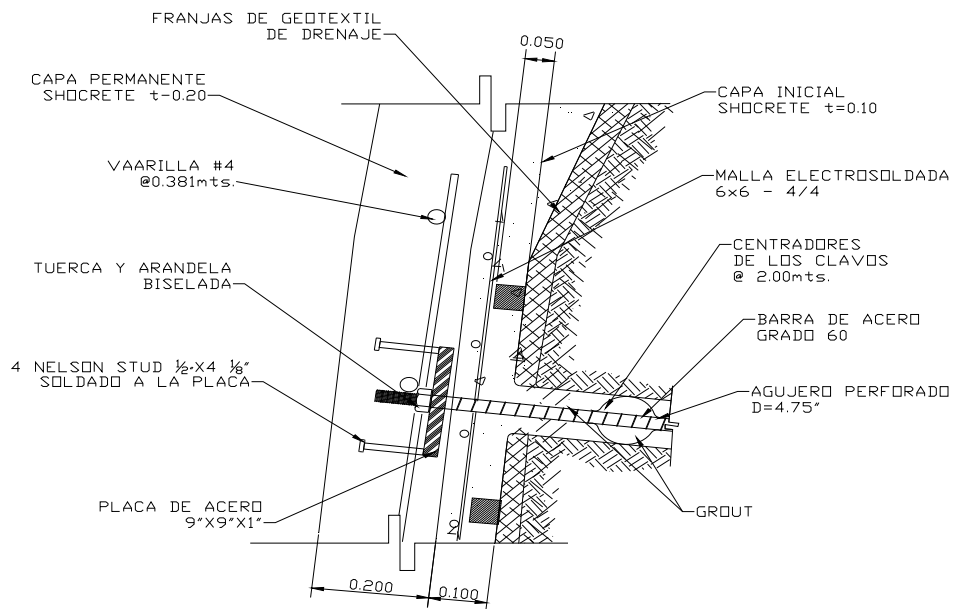


Figura 4. 30 Detalla típico de la cabeza y pantalla permanente de anclaje.

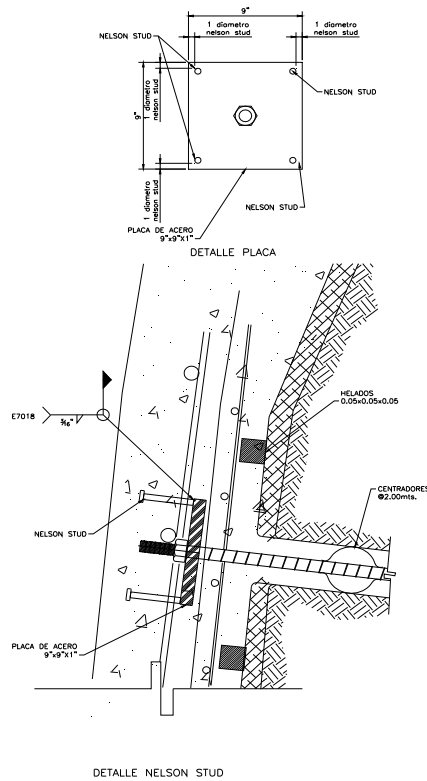


Figura 4. 31 Detalle típico de placa de anclaje y Nelson stud en la cabeza del anclaje.

En las tablas 4.25 a la 4.30 se mostrará la composición del precio unitario del anclaje.

Tabla 4. 25 Desglose de la partida “Anclaje de L=4.50m, Diam de Perf. 5”, núcleo de acero 1#6, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bars de Presión.”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Agua para procesos constructivos	Lt	88	\$0.01	\$0.88
	Aceite Diesel	gal	0	\$3.00	\$0.00
	Aceite para motor 15W40	gal	0.08	\$12.00	\$0.96
	Aceite de transmisión ATF	cubeta	0.01	\$38.34	\$0.38
	Aceite de transmisión 85w140	cubeta	0.0153	\$52.50	\$0.80
	Cemento CESSA para mampostería	bls	0	\$5.77	\$0.00
	Salario de peón al día	hora	1.32	\$2.19	\$2.89
	Generador eléctrico 20 KVA	hora	0.6	\$5.71	\$3.43
	Gasolina regular	gal	0.1767	\$2.20	\$0.39
+	Placa de anclaje (Tabla 4.26)	c/u	1	\$8.80	\$8.80
+	Bulbo de anclaje. (Tabla 4.27)	c/u	1	\$16.17	\$16.17
+	Anclaje pasivo de L = 4.50 m, var # 6. (Tabla 4.28)	c/u	1	\$22.15	\$22.15



+	Perforación de anclaje 5" de diámetro, (Tabla 4.29)	c/u	1	\$25.98	\$25.98
+	Elemento varios. (Tabla 4.30)	c/u	0	\$0.46	\$0.00
				Total	<b>\$82.83</b>

Tabla 4. 26 Desglose del insumo compuesto "Placa de anclaje".

°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Subtotal
	Tuerca hexagonal 3/4"	c/u	1	\$0.45	\$0.45
	Arandela Plana 3/4"	c/u	1	\$0.45	\$0.45
	Carga de oxígeno de 220 lbs	cilindro	0.031	\$16.78	\$0.52
	Tiza para trazos sobre metal	c/u	0.01	\$0.35	\$0.00
	Limpia boquillas	c/u	0.01	\$12.00	\$0.12
	Boquilla para equipo de corte	c/u	0.01	\$8.00	\$0.08
	Acetileno carga de 220 lbs	carga	0.025	\$48.00	\$1.20
	Auxiliar para colocación de placas	hora	0.11	\$2.19	\$0.24
	Corte de placa 25x25 e=1", incluye instalación de 4 nelson stud	c/u	1	\$4.50	\$4.50
	Cortadora Manual METABO	hora	0.6	\$1.71	\$1.03
	Electrodo de penetración 6010 x 1/8"	Lb	0.0554	\$1.10	\$0.06
	Electrodo 7018 x 1/8"	lb	0.111	\$1.10	\$0.12
	Sierra bimetálica para marco	c/u	0.03	\$0.97	\$0.03
				Total	<b>\$8.80</b>

Tabla 4. 27 Desglose del insumo compuesto "Bulbo de anclaje".

	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Subtotal
	Tubería de poliducto ø3/4"	yarda	6	\$0.11	\$0.66
	Cemento CESSA tipo portland	bolsa	2	\$5.77	\$11.44
	Agua para procesos constructivos	lt	19	\$0.01	\$0.19
	Arena de río	m3	0.022	\$8.00	\$0.18
	Operador para bomba de inyección	hora	0.26	\$3.12	\$0.81
	Concretera 1 bolsa	hora	0.2249	\$2.14	\$0.48
	Bomba de inyección	hora	0.2249	\$2.25	\$0.51
	Compresor 185 CFM para inyecciones/lanzado	hora	0.2249	\$8.00	\$1.80
				Total	<b>\$16.17</b>

Tabla 4. 28 Desglose del insumo compuesto "Anclaje pasivo de L=4.50 m. Var # 6".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Cubo de tarraja para hechura de rosca 3/4"	c/u	0.05	\$6.75	\$0.34
	Tarraja manual 3/4"	c/u	0.06	\$12.00	\$0.72
	Auxiliar para instalar anclaje de 0.00 a 3.00 ms altura	hora	1	\$2.19	\$2.19
	Auxiliar para armar andamio hasta 2.00 ms altura	hora	0.89	\$2.19	\$1.95
	Hechura de rosca con tarraja manual	c/u	1	\$1.00	\$1.00
	Armado de anclaje de 3/4" a 1" de diámetro, incluye separadores	ml	4.5	\$0.81	\$3.65
	Andamio metálico de 2.00 x 2.00 ms, incluye cruceta	hora	5	\$0.04	\$0.20
	Andamio espacial conformado por abrazaderas tipo clamps y tubo ø 2 1/2"	hora	0.5576	\$1.00	\$0.56
	Varilla acero corrugado #6 (3/4") G-60 de 6.00 ms	qq	0.29674	\$33.05	\$9.81
	Tubo PVC 3" 250 psi 6.0 m	c/u	0.015	\$20.00	\$0.30
	Tubo PVC ø 1" x L=6.00 ms, 250 psi	c/u	0.12	\$4.53	\$0.54
	Alambre de amarre No.16	lb	0.5	\$0.37	\$0.19
	Disco de corte de metal de 9" x 1/8"	c/u	0.07	\$2.07	\$0.14
	Sierra bimetálica marco	c/u	0.03	\$0.97	\$0.03
	Auxiliar para hechura de donas	hora	0.24	\$2.19	\$0.53
<b>Total</b>					<b>\$22.15</b>

Tabla 4. 29 Desglose del insumo compuesto "Perforación del anclaje 5"de diámetro".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Equipo de perforación neumático Track Drill	hora	0.38	\$30.00	\$11.40
	Brocas de perforación 4"	hora	0.38	\$3.00	\$1.14
	Barras de perforación	hora	0.38	\$0.75	\$0.29
	Alquiler interno de compresor 850 CFM	hora	0.38	\$30.00	\$11.40

	Operador de Track Drill	hora	0.38	\$3.57	\$1.36
	Empaque para manguera de aire	c/u	0.005	\$0.25	\$0.00
	Abrazadera para manguera de aire ø 3/4"	c/u	0.01	\$0.55	\$0.01
	Depreciación y uso de mangueras y equipo menor	Sg.	0.38	\$1.00	\$0.38
Total					<b>\$25.98</b>

Tabla 4. 30 Desglose del insumo compuesto "Elementos varios".

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Gafas de seguridad	c/u	0.01	\$1.75	\$0.02
	Camiseta de trabajo auxiliar logo MOP manga Larga.	c/u	0.04	\$6.50	\$0.26
	Cascos de protección	c/u	0.02	\$3.25	\$0.07
	Tapones para oídos	c/u	0.02	\$2.75	\$0.06
	Cinta de señalización	rollo	0.004	\$9.73	\$0.04
	Wipe	lb	0.01	\$1.00	\$0.01
Total					<b>\$0.46</b>

Según la tabla 4.25 el Precio Unitario total de la pantalla de concreto temporal es  
 PU= \$80.85/cu.

#### 4.3.2.4 Sistema de drenaje.

El sistema de drenaje del muro de tierra armada o soil nailing en estudio se indica en la figura 4.13 para el cálculo del costo.

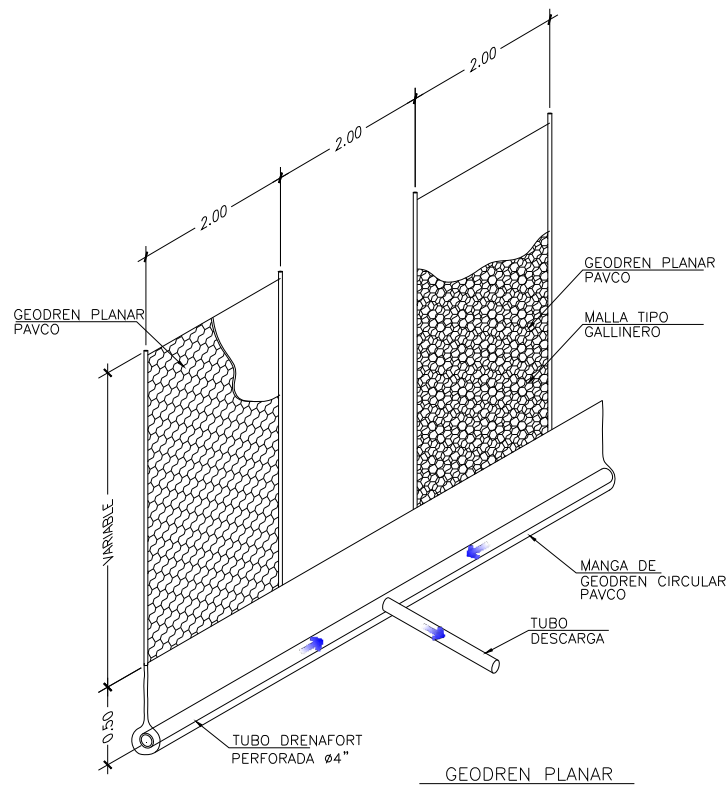


Figura 4. 32 Detalle de Sistema de drenaje.

Este tipo de drenaje se paga por m<sup>2</sup>, por esta razón, la cantidad de drenaje es igual al de la pantalla de concreto temporal y a la permanente también, o sea,  $A = 86.13 \text{ m}^2$ .

En la tabla 4.31 se detalla la composición del precio unitario de la partida del sistema de drenaje.

Tabla 4. 31 Desglose de la partida “Sistema de drenaje de Muro Soil Nail”.

	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Subtotal</b>
	Tubo drenafort diam 4"	ml	0.19	\$0.35	\$0.07
	Geodrén Planar	m <sup>2</sup>	0.5	\$6.00	\$3.00
	Manga de Geodrén de 50cm de altura	ml	0.19	\$4.15	\$0.79
	Varilla acero corrugado #3 (3/8") G-60 de 6.00 m	qq	0.01	\$33.05	\$0.33
	Grava 3/4"	m <sup>3</sup>	0.01	\$33.00	\$0.33
	Instalación de Geodren Planar	m <sup>2</sup>	0.5	\$1.00	\$0.50

	Instalación de tubo Drenafor mas el tubo Drenafor	ml	0.19	\$2.99	\$0.57
				Total	<b>\$5.59</b>

Según la tabla 4.31 el Precio Unitario total de la pantalla de concreto temporal es  
 $PU = \$5.59/m^2$ .

#### 4.3.2.5 Costo total del muro de tierra armada o soil nailing.

Con las cantidades de obra y precios unitarios de cada una de las partidas descritas en la  
 tabla 4.32 se procede a calcular el costo total del muro de tierra armada o soil nailing.

Tabla 4. 32 Costo total de muro de Tierra Armada o Soil nailing.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>1.1</b>	<b>Tierra armada o Soil nailing</b>				
1.1.1	Pantalla Temporal de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm2, e=10 cm, acero de refuerzo electro malla 6x6, 4/4.	m2	<b>86.13</b>	<b>\$25.48</b>	<b>\$2,194.59</b>
1.1.2	Pantalla Permanente de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm2, e=20 cm, acero de refuerzo; #4 @ 15".	m2	<b>86.13</b>	<b>\$39.37</b>	<b>\$3,390.94</b>
1.1.3	Anclaje de L=4.50m, Diam de Perf. 5", núcleo de acero 1#6, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bar de Presión.	c/u	<b>47</b>	<b>\$82.83</b>	<b>\$3,893.01</b>
1.1.4	Sistema de Drenaje de Muro Soil Nail; incluye suministro de materiales y mano de obra para la instalación de: franjas de Geodrén Planar Pavco de 2m de ancho por la altura del muro cubriendo el 50% del área total del muro, Manga de Geodrén Circular Pavco y Tubo Drenafor Perforado de diam 4" a todo lo largo del pie del muro cubriendo la longitud total del pie del muro anclado.	m2	<b>86.13</b>	<b>\$5.59</b>	<b>\$481.47</b>
				Total	<b>\$9,960.01</b>

El costo total del muro de tierra armada o soil nailing, según la tabla 4.32 es de  
 \$9960.01, el cual es el resultado de la suma de las diferentes partidas que componen el  
 muro soil nailing. Entonces, para obtener el costo total por  $m^2$  de este muro se divide el

costo total entre el área del muro que se ha hecho en el tramo 0+121.39 al 0+143.14, la cual ha protegido todo el lateral de la vía, o sea, 86.13 m<sup>2</sup>.

Entonces,

$$\text{Costo/m}^2 = \frac{\$9960.01}{86.13 \text{ m}^2} ,$$

$$\text{Costo/m}^2 = \$115.64/\text{m}^2 .$$

## CONCLUSIONES.

- Comparativamente, los valores de los factores de seguridad obtenidos en este estudio, contra los permitidos en la norma técnica de diseño de cimentaciones y taludes de El Salvador, considerando fuerzas gravitacionales, el valor mínimo permitido es 1.5; los valores obtenidos para el muro de mampostería de piedra es  $2.55 > 1.5$ , para el muro de tierra armada o soil nailing  $8.33 \gg 1.5$ , indicando que la estabilidad permanente de los muros en estudio está garantizada.
- El factor de seguridad por deslizamiento generalmente rige la estabilidad del muro de retención que trabajan por gravedad, ya que una vez cumplido éste, los demás, volteo y capacidad de carga sobrepasarán de su valor mínimo requerido, 1.5 y respectivamente, sin incluir sismo. Para el caso de aplicación, los cálculos son mayores que estos mínimos requeridos por la Norma Técnica de Cimentaciones del MOP, la práctica y la experiencia, dando confianza en la estabilidad por volteo y deslizamiento.

**CAPITULO V. RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS  
PARA EL CASO DE APLICACION DE UN TALUD VERTICAL,  
EN EL PROYECTO INTERCAMBIADOR AUTOPISTA A  
COMALAPA, RAMPA F, Y CARRETERA HACIA LOS PLANES  
DE RENDEROS.**



## **INTRODUCCION.**

El capítulo V describe los resultados del análisis a través de la comparación de costos vs. seguridad de dos tecnologías para retener taludes y laderas, con un muro equivalente, hecho en mampostería de piedra, y un muro de tierra armada o soil nailing, correspondiente al caso de aplicación en el proyecto intercambiador autopista a Comalapa, rampa F, y carretera hacia los Planes de Renderos.

En el análisis, los parámetros del suelo determinan el diseño y la estabilidad. Se comparan las principales características, físicas y mecánicas, geométricas, y de procesos constructivos, para ambas tecnologías. Para la estabilidad de los muros, se calculan los factores de seguridad y a la vez, se comparan e interpretan, las diferencias obtenidas, e incidencias de estas en los costos. De forma análoga, se realiza un análisis gráfico de estabilidad, donde se muestra el punto de aplicación y el ángulo de inclinación, de la resultante de las fuerzas aplicadas con respecto a la vertical, para ambos muros. El análisis de costos se hace en base a los costos calculados en el capítulo IV, y una relación entre costos y factor de seguridad, para ambas técnicas, hasta establecer sus tendencias altura vr. costos, indicando la conveniencia de aplicar una y otra tecnología, así como la ventaja de costos con los muros de soil nailing, quedando demostrado el criterio de construir muros de mampostería de piedra hasta 6 metros de altura.

## 5.1 Resultados.

La comparación entre las tecnologías para construcción de muros de retención y sus costos aplicando la técnica tradicional para construir muros con mampostería de piedra y la técnica tierra armada o soil nailing, se basa en la relación costos/seguridad, a partir de factores de seguridad por deslizamiento y el factor de capacidad de carga, calculados, así como de la interacción del suelo y la estructura, según el diseño y proceso constructivo del muro. Para el análisis, es necesario tener parámetros de referencia in situ y los factores de seguridad mínimos, necesarios, para garantizar la estabilidad estructural. Así, se han utilizado los factores de seguridad mínimos, establecidos en la Norma Técnica de Cimentaciones del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, sin embargo, el factor de seguridad por capacidad de carga, al no estar establecido en la norma técnica del MOP, para aplicarlo en el caso de estudio, particularmente, se utilizará el factor de seguridad adoptado en la práctica del diseño estructural, el cual es comúnmente 3. Este valor, está adoptado por varios autores, Terzaghi, Juárez Badillo, Braja Das. Los valores calculados, en todos los casos, el valor de este factor de seguridad debe ser mayor que 3, para garantizar la estabilidad de la estructura.<sup>30</sup> Los resultados fueron obtenidos en el capítulo cuatro para un muro de mampostería de piedra y otro de tierra armada o soil nailing. A partir de cálculos hechos, para cada uno en el caso de estudio, en un tramo de talud de 21.75m de largo en el proyecto Intercambiador Autopista a Comalapa, rampa F y carretera hacia los Planes de Renderos, así se obtuvo lo siguiente:

---

<sup>30</sup> Baker, Ira Osborn. Masonry Construction. 10ª. Ed. 6ª Impresión. Johnwile y Sons, Inc. 1918. Pág. 466 y 467.

## 5.1 Resultados obtenidos.

### 5.1.1 Propiedades mecánicas del suelo.

Determinación de los parámetros del suelo in situ. Se realizó un estudio geotécnico<sup>31</sup>, por medio del cual, se obtuvieron los siguientes datos en el laboratorio:

Ensayo de corte directo, en muestra inalterada, ASTM D2850, obteniendo los parámetros en la tabla 5.1:

Tabla 5. 1 Propiedades del suelo<sup>32</sup>, del ensayo de corte directo

Parámetro/símbolo	Valor del Lab.	Valores Normales
Cohesión aparente, C	2.00 Ton/m <sup>2</sup>	0.11- 0.3
Angulo de fricción interna, $\phi$	36.2°	29.9°- 41.5°
Peso volumétrico del suelo, $\gamma_s$	1.42 Ton/m <sup>3</sup>	1-2 Ton/m <sup>3</sup>
Contenido de humedad del suelo, $\omega$	14.50 %	5-15%

### 5.1.2 Análisis comparativo de características entre muros de mampostería de piedra vs. tierra armada o soil nailing.

La tabla 5.2 muestra comparativamente las principales características que contienen dos tecnologías para la construcción de muros, mampostería de piedra (tradicional) y tierra armada o soil nailing (moderna), para estabilizar taludes, masas de suelo con muros de retención, donde se pueden notar diferencias, coincidencias, y ventajas, principalmente. Aplicando ambas tecnologías para estabilizar un mismo talud, los principios de estabilidad y las teorías de análisis a aplicar son las mismas. Por ejemplo, para el cálculo de los empujes activos de la masa del suelo actuante, en ambos casos, se utiliza la teoría de Coulomb y la de Rankine.

<sup>31</sup>Ver detalles del estudio geotécnico en anexo 2.

<sup>32</sup> Estos datos, de la prueba de corte directo, fueron obtenidos así debido a que no fue posible hacer con este suelo la prueba triaxial, preferiblemente sugerida.

Tabla 5. 2 Tabla comparativa de las características principales de los muros de mampostería de piedra y de tierra armada o soil nailing.

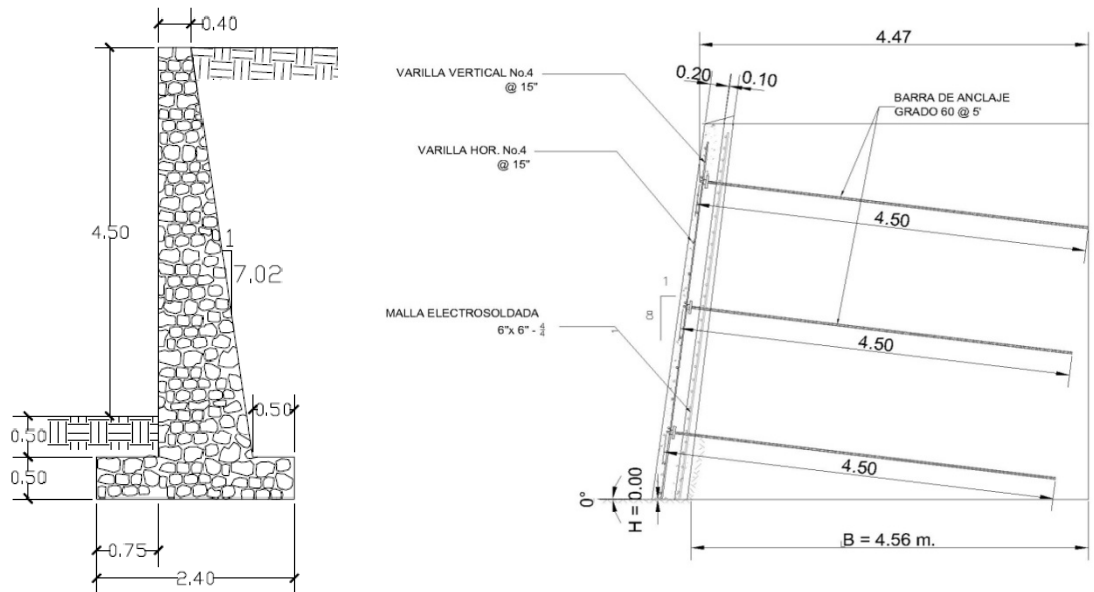
<b>CONCEPTO DE COMPARACION</b>	<b>MURO DE MAMPOSTERIA</b>	<b>TIERRA ARMADA SOIL NAILING</b>
<b>Definición</b>	Consiste en una pantalla rígida de mampostería de piedra, la cual por su propio peso logra retener los empujes de la masa de suelo atrás de el.	Por medio de los anclajes instalados en el suelo se logra una sección rígida, un bloque de suelo que por su propio peso retiene los empujes de la masa de suelo atrás de el.
<b>Componentes</b>	Principalmente, consta de dos elementos: la base en la parte inferior y la pantalla como elemento externo. En algunos casos posee un dentellón y anclajes.	Los elementos constituyentes en el soil nailing son los anclajes, la pantalla temporal la pantalla permanente, la malla de refuerzo y los drenajes.
<b>Geometría</b>	Las dimensiones de este varían para la corona un mínimo de 30 cm para el ancho de la base de 0.5 a 0.7 de la altura y la altura de la base 0.1 la altura del muro, la mayor limitante es que no debe ser mayor que 6 m la altura libre del muro, sección prismática, trapezoide, adaptada según necesidad.	Altura variable hasta mayores que 12m el espesor de la pantalla puede ser de 12 a 18 cm, la inclinación puede ser vertical o casi vertical, la longitud de los anclajes varían según la ubicación de la superficie de falla, sección bloque rectangular recto, trapezoide o prismoide de geometría conveniente.
<b>Principios Técnicos en los que se basa</b>	La función mecánica principal de un muro es, equilibrar las fuerzas actuantes en un talud de tierra, por su propio peso, cargas impuestas, y fortuitas. Garantizar la estabilidad y seguridad permanente.	Los anclajes logran una sección rígida de suelo que por su propio peso mantiene estable la masa de suelo, mejora la resistencia al corte y aumenta la fuerza normal. Garantizan la estabilidad y seguridad permanente.
<b>Fuerzas desestabilizadoras</b>	Principalmente el empuje activo. Sobrecargas, sobrepresiones, por la acumulación de agua, fuerzas externas como sismos, capilaridad y absorción de agua.	La Fuerza Activa, fuerza cortante del suelo las sobrecargas, sobrepresiones, Agentes externos (sismos), agua, impacto frontal.
<b>Fuerzas Estabilizadoras</b>	El peso propio del muro, el peso de la cuña de suelo, el empuje pasivo, los anclajes y dentellón en el caso de que los tenga.	Principalmente la tracción que genera los anclajes generando un bloque rígido que por su propio peso logra retener los empujes activos.
<b>Teorías de Análisis de Estabilidad</b>	Para el cálculo de los empujes activos y pasivos se aplica las teorías de Rankine y de Coulomb. Capacidad de carga de Terzaghi.	Para el cálculo del empuje activo, se aplican las teorías de Rankine y de Coulomb. Capacidad de carga por teoría de Terzaghi o de Meyerhof.
<b>Tipos De Falla Externa a controlar</b>	Deslizamiento Volteo Capacidad de Carga	Deslizamiento Capacidad de Carga Efectos locales del funcionamiento del sistema de anclajes.

<b>Factores De Seguridad mínimos, contra riesgos de falla. Controla esencialmente los esfuerzos cortantes del suelo y los esfuerzos normales.</b>	Según norma técnica Salvadoreña del MOP, sin consideraciones Sísmicas: Deslizamiento: 1.5 Volteo: 1.5 Según Braja Das se adapta para Capacidad de Carga: 3.0	La norma técnica salvadoreña no especifica factores de seguridad para los muros de soil nailing, se adapta para el análisis de la estabilidad externa, es el mismo de Therzaghi y Meyerhof. $F_s$ por deslizamiento $FS_D = 1.5$ y por capacidad de carga $FS_q = 3.0$
<b>Casos en los que se Aplica</b>	Principalmente en: Terraplenes, túneles, presas y bordas edificaciones, urbanizaciones para viviendas, obras portuarias y defensas marinas. Preferible menores que 6m de altura según tipo de suelo problemático y ambiente excesivamente húmedo.	Para estructuras de retención en cortes, taludes de secciones transversales en carreteras. Retener talud frontal bajo estribos de puentes existentes. Reparación y reconstrucción de estructuras de retención existentes. Excavaciones temporales o permanentes en un ambiente urbano.
<b>Condiciones del suelo para su aplicación</b>	No existe restricción específica, lo más importante radica en que la resistencia del suelo bajo las cimentaciones sea lo suficientemente alta para soportar las cargas impuestas sin deformaciones excesivas. Ambientes muy húmedos y arcillas muy plásticas lo pueden condicionar.	Principalmente los siguientes: Suelos de granos finos o cohesivos. Arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, limos arenosos y combinaciones de estos Suelos de granulados muy densos con cohesión aparente.
<b>Normas y Especificaciones Técnicas</b>	Norma Técnica Para Diseño De Cimentaciones Y Estabilidad De Taludes, MOP. Norma Técnica Para Diseño Y Construcción Estructural De Mampostería, MOP.	Manual para el diseño y supervisión de construcción de Muros de soil nailing FHWA-SA-96-069.FHWA0-IF-03-017 Geotechnical Engineering Circular No. 7Soil Nail Walls Norma técnica salvadoreña del MOP.
<b>Orden de Actividades para su Construcción, con supervisión y un diseño propio</b>	Trazo; Excavación; Nivelación; Fundaciones Moldeado de la pantalla, construcción y tipo de drenajes adecuados Acabados	Trazo; Excavación. Pantalla temporal de concreto lanzado; Perforación de agujeros para anclajes. Instalación de barras de anclaje y cabezales de tenso. Instalación de sistema de drenaje en paramento y la base o pie del talud; Colado de concreto lanzado, pantalla permanente.

<b>Equipo Utilizado para su construcción</b>	Para la excavación equipo pesado de terracería principalmente Pala Mecánica, Concreteiras, Minicargadores, y equipo menor de albañilería y herramientas manuales y de labranza, palas, piocha, chuzo y barras.	Para la excavación equipo pesado de terracería principalmente Pala Mecánica, Para la perforación Track Drill, Compresor para equipo de perforación, Compresor para bomba de inyección, Bomba para lanzado de concreto, herramientas auxiliares, combustibles y lubricantes, fuentes de energía eléctrica.
<b>Ventajas</b>	-Se puede construir estos muros para retención de suelos trabajados artificialmente (rellenos) -Para su construcción no se necesita equipo especializado siendo la mano de obra su principal componente, así como herramienta manual de albañilería.	-Se pueden construir en cortes de taludes de grandes alturas (no hay un limite de altura a trabajar), inclinados o casi inclinados, verticales. -No es necesario hacer entibados, los cortes en los taludes se generan de arriba hacia abajo controladamente.
<b>Desventajas</b>	-La altura máxima económica del muro en promedio no puede ser mayor de 6m, debido a que el costo puede aumentar. -Al hacer el corte del terreno se tiene que hacer desde la fundación. -Cuando se tiene un suelo con baja capacidad de sostén se tiene que hacer entibados.	-No se puede construir en suelos trabajados artificialmente o rellenos. -Se necesita equipo especializado y mano de obra calificada en su construcción. -Así mismo supervisión rigurosa con planos autorizados con un diseño propio y seguro, que garantice seguridad a largo plazo.

De la práctica y experiencia, es aconsejable, diseñar los muros de mampostería de piedra hasta la altura máxima de 6.00m (7.00m, según Terzaghi), ya que al aumentar la altura, las dimensiones de la base y espesores de la pantalla los hacen demasiado robustos, por lo tanto, dejarían de ser funcionales y económicos o de bajo costo, lo que generaría altos costos de construcción. Los muros de soil nailing son fácilmente aplicables para alturas mayores que 6m, incluso con inclinaciones de taludes casi verticales o verticales. La principal diferencia entre las dos tecnologías son, sus elementos componentes y su proceso constructivo ya que los principios en que se basa su diseño son los mismos que los de mampostería de piedra, así como las teorías que se aplican. Los muros de mampostería de piedra, primero se construyen y posteriormente se coloca el relleno atrás de él, mientras que en los muros de soil nailing, estos se pueden ir construyendo conforme avance la excavación, de una manera muy funcional y rápida y, el corte del suelo se hace casi vertical. Debido a esto, en los muros de soil nailing se necesita maquinaria especializada como los Track Drill para la perforación de los agujeros de anclaje, compresores y bombas para el lanzamiento del concreto y su colocación. En los muros de mampostería de piedra, no se necesita equipo especializado sino equipo menor o manual, y mano de obra de albañilería calificada.

### 5.1.3 Análisis comparativo de los resultados obtenidos en el estudio del muro equivalente de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing.



a) Sección transversal equivalente para estabilizar el talud con un muro de mampostería de piedra.

b) Sección transversal del talud a estabilizar con muro de tierra armada o soil nailing.

Figura 5. 1 Geometría de los muros de mampostería de piedra y el de soil nailing.

El análisis comparado de los muros hechos con mampostería de piedra (tradicional) y con tierra armada o soil nailing (moderno) constituyen dos tecnologías con diferencias técnicas propias de cada una, sus diseños están basados en los mismos principios y sus características están en la tabla 5.2, ver también la figura 5.1 a) y b) y sus variables dimensionales o geométricas así como algunas propiedades físicas, están contenidas en la tabla 5.3. Las propiedades del suelo son las mismas para ambos con el mismo talud, a retener están contenidas en la tabla 5.1.



Tabla 5. 3 Resumen de variables consideradas en el muro de mampostería de piedra y el de soil nailing.

Variable de Comparación	Muro de Mampostería de Piedra	Muros de Soil Nailing	Comentario
Altura total del muro, H	5.5 (m)	4.5 (m)	La diferencia entre ambos valores radica en que sólo el muro de mampostería de piedra posee fundación con un nivel de desplante de 1.0m
Empuje Activo, $P_a$	6.42 (Ton)	4.28 (Ton)	Debido a que la altura del muro de mampostería de piedra por su geometría y construcción, es mayor, que la del soil nailing, así, su empuje pasivo también es mayor.
Empuje pasivo, $P_p$	5.38 (Ton)	No hay ó 0.00 (Ton)	El muro de soil nailing no posee empuje pasivo, por no poseer desplante de fundación o estructura debajo de la rasante proyectada, debido a su cota de desplante y la cota de fundación.
Ancho de la base del muro, o de la cimentación, B	0.436H (m)	Proyección horizontal de la longitud del anclaje, tomada desde el paramento exterior hasta una distancia de atrás de lo más alejado de la línea de falla.	Para el análisis de la estabilidad externa se utiliza para los muros de soil nailing la longitud del anclaje más alejado del paramento exterior del talud, obteniendo así una longitud de la base de 5.01m para este caso de estudio. Donde la base es casi el valor de la altura aumentada $B = 1.12 H$ .
Peso del bloque retenido, W Ec. 4.6 y 4.19	13.84 (Ton)	28.27 (Ton)	La diferencia es debida a que la base y la corona que se considera para el análisis de soil nailing es 2.09 veces la base del muro de mampostería de piedra constituye un bloque rectangular.
Fuerza de Fricción Resistente a lo largo de la base	11.0 (Ton)	30.71 (Ton)	Debido a que la base para el análisis del soil nailing es mayor, la fuerza normal aumenta produciendo el incremento en la fuerza de fricción a lo largo de ella.
Desplante para cimentación, $D_f$	1.0 m	No tiene	Toda cimentación superficial en cualquier tipo de suelo, la capacidad de carga calculada por Terzaghi se aplica confiablemente hasta el límite de profundidad de desplante $D_f \leq 2B$ , en este caso $1.0 < 4.80$ (m), Ok.

Toda esta información es necesaria para aplicar los principios que rigen la estabilidad de los muros de cualquier tipo para estabilizar taludes o laderas naturales, aplicando cualquier tecnología de análisis o constructiva, para una obra económica (de bajo costo)

y segura, buen funcionamiento a largo plazo. Así, de la tabla 5.3 se desprende lo siguiente:

La altura total del muro de mampostería de piedra es de 5.5m, esta aumenta 1m (22% más alto) con respecto al muro de soil nailing, ya que este no tiene desplante.

La diferencia entre los empujes activos es de 2.14 Ton/m, esto representa un aumento de 50% del empuje activo del muro de mampostería de piedra, con respecto al de soil nailing o tierra armada.

El cálculo del empuje pasivo, este se toma en cuenta únicamente en el muro de mampostería de piedra, desde la superficie libre, a la cota de la rasante de fundación definida por el desplante, mientras que el muro de soil nailing no tiene desplante.

El ancho de la base del muro de mampostería de piedra resulta ser 0.434 veces la altura (2.40m). Para definir la base del bloque en el muro de soil nailing, se considera el primer anclaje superior del muro (que típicamente es el más largo, para este caso, y que sobrepasa la superficie de falla del suelo) y se hace su proyección horizontal, resultando de 5.01m, este valor representa 1.12 veces la altura del muro. Comparando ambas bases, se obtiene que la base del bloque de suelo en el muro de soil nailing es 209% mayor que la base del muro de mampostería de piedra, el parámetro que influye, implícitamente, en que la base del muro del soil nailing sea mayor, es la superficie de falla; no así en el muro de mampostería de piedra, en el cual, la base se define empíricamente, por medio de un pre-dimensionamiento de su geometría particular<sup>33</sup> que se mejorará, cuando se evalúan los factores de seguridad, si estos no resultan satisfactorios desde el punto de

---

<sup>33</sup> Braja Das, Principio de ingeniería de cimentaciones. 4ta edición 1999, pág. 389.

vista de diseño y economía. El peso del bloque retenido por el muro de mampostería de piedra es, el peso del suelo retenido atrás del paramento interior del muro, el suelo sobre el talón de la base del muro y el peso total del material de roca que conforma al muro; el peso del bloque retenido en el muro de soil nailing se calcula mediante la sección transversal unitaria (1m de largo), definida por la altura y la base del bloque de suelo obtenido por la proyección horizontal del anclaje más alejado de la línea de falla. La diferencia entre el peso del muro de mampostería y el de soil nailing es de 14.43Ton/m, representando un aumento en el muro de soil nailing, del 104.3%, respecto al de mampostería de piedra. En ambos casos, el parámetro que define el peso del bloque retenido es la superficie de falla supuesta, determinando nuevamente la diferencia que existe entre los parámetros que rigen el cálculo de los pesos de cada muro.

La diferencia entre la fuerza de fricción del muro de soil nailing y la del muro de mampostería de piedra es de 19.71Ton/m, representando un aumento del 179.2%. Para el cálculo de cada uno se utiliza el mismo análisis pero en el muro de soil nailing la dimensión de la base aumenta el primer término de la ecuación 4.12 (Ver sección 4.2.2.1 Pág.175). Igualmente, la superficie de falla supuesta, implícitamente, aumenta la longitud de la base del muro de soil nailing. Por lo tanto, el grado de estabilidad del talud lateral que se retiene con el muro de soil nailing puede dar mayor grado de confianza con respecto al muro de mampostería de piedra, en el largo plazo, porque la consistencia del diseño es la misma, diseño seguro. Sin embargo, esto permite redimensionar el muro de soil nailing para buscar un factor de seguridad menor que el calculado y más aproximado al del muro de mampostería de piedra o los mínimos

requeridos ( $FS_D > 1.5$   $FS_{qu} > 3.0$ ) y consecuentemente se reducirían los costos, sin sacrificar la seguridad y la estabilidad del talud.

#### 5.1.4 Comparación entre factores de seguridad contra deslizamiento.

Los respectivos factores de seguridad calculados, por deslizamiento, aplicando la teoría de Coulomb, se comparan con respecto al mínimo establecido por la Norma Técnica Salvadoreña de diseño de fundaciones y estabilidad de taludes (NT), ( $FS_D > 1.5$ ) la cual sólo considera la acción de las fuerzas gravitatorias. Ver tablas 5.4.

Tabla 5. 4 Comparación entre fuerzas que intervienen para el cálculo del factor de seguridad por deslizamiento

Parámetros	Muro de mampostería de piedra	Muro soil nailing	Diferencias	Porcentaje
Ecuación de fuerzas resistentes al volteo	$\Sigma R = (\Sigma FV)\tan\delta + Bc_a$ Ecuación 4.6	$\Sigma R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin\beta)\tan\phi_b$ Ecuación 4.19	-	-
Fuerzas verticales $\Sigma FV$ ó $W$	13.84 Ton	28.27 Ton	14.43 Ton	104.26%
Fuerza de fricción $Bc_a$ ó $c_b B_L$	4.8 Ton	10.02 Ton	5.22 Ton	108.75%
$\Sigma R$ (Sumatoria de fuerzas de fricción resistentes a lo largo de la base)	16.38 Ton	30.71 Ton	14.33 Ton	87.48%
$\Sigma D$ ( $P_a$ ) (Presión activa)	6.42 Ton	4.28 Ton	2.14 Ton	33.33%
Factor de seguridad por deslizamiento, calculado. <sup>34</sup>	2.55	7.18	4.63	181.57%

En la tabla 5.4, el peso de los muros de mampostería de piedra ( $\Sigma FV$ ) y el de soil nailing ( $W$ ) está determinado por la geometría de estos y el material de construcción. En el muro de mampostería de piedra, según la figura 5.1.a, el peso está determinado por la

<sup>34</sup>  $FS_D > 1.5$  Según NT del MOP. El Salvador.

sección del muro, más la cuña de suelo que define la línea de falla supuesta, desde la esquina inferior del talón de la base del muro; para el muro soil nailing, la geometría del bloque de suelo retenido está en función de la proyección horizontal de la longitud del anclaje más alejado del paramento externo del talud, después de la línea de falla supuesta, esta longitud se determina a través de la distancia de la línea de falla y el análisis de estabilidad interna de los anclajes. La diferencia de los pesos 14.13 Ton/m, entre los respectivos muros, radica en la longitud de la base o anchura de cada muro, esta define las respectivas secciones transversales a analizar para el cálculo de los factores de seguridad de cada uno de los muros.

La diferencia entre los factores de seguridad por deslizamiento, ver tabla 5.4, está dada por el valor del empuje activo, ver tabla 5.3, donde el valor del empuje activo ( $P_a$ ) para el muro de mampostería de piedra es mayor (6.42 Ton > 4.28 Ton), ver tabla 5.4, que el obtenido en el muro soil nailing, esta diferencia se da, debido a que en el muro de mampostería de piedra tiene aumentada la altura en un metro, el nivel de desplante, el muro soil nailing no lo tiene.

#### **5.1.5 Comparación entre factores de seguridad de capacidad de carga.**

La norma técnica salvadoreña para diseño de fundaciones y estabilidad de taludes, no establece un valor mínimo permisible para el factor de capacidad de carga; es decir, no regula su valor mínimo aceptable, antes del riesgo, debido a la falla por cortante o colapso. Para realizar una comparación entre los dos factores de seguridad, calculados en cada muro, para cumplir el requisito de seguridad por desplazamientos diferenciales o hundimiento u otras imperfecciones locales representados por la capacidad de carga,

Braja Das, 2001, considerando carga última, propone en este caso, el valor de 3, adoptado para cimentaciones superficiales<sup>35</sup>. En el caso de estudio, el muro de retención tradicional de mampostería de piedra, su ancho  $B = 2.40\text{m}$ , es 48% de la altura total y el factor de seguridad de capacidad de carga del suelo está en función de la capacidad de carga última. La carga máxima transmitida por la fundación al terreno, ver la tabla 5.5, muestra los factores de seguridad calculados para cada muro analizado, considerando el valor de la carga última ( $q_u$ ).

Tabla 5. 5 Comparación de factores de seguridad de capacidad de carga del muro de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing, con respecto al valor dado por Braja Das.

Tipo de muro	Valor factor de seguridad por $q_u$	Factor de seguridad por $q_u$	Diferencia	Porcentaje	$q_u$ (Ton/m <sup>2</sup> )	Excentricidad (m)
Muro de mampostería de piedra	5.04	3	2.04	68%	60.33	0.43
Soil Nailing <sup>36</sup>	32	3	29	966.67%	199.12	0.23

Los valores en la tabla 5.5, ambos factores de seguridad por capacidad de carga del suelo son mayores que el valor de 3, recomendado por Braja Das, pero en el caso del muro de soil nailing, existe una diferencia relativa del 966.67%, es un valor altísimo, sin embargo los muros de tierra armada o soil nailing no son susceptibles a fallar por capacidad de carga del suelo, como lo establece la CIRCULAR 7 FHWA<sup>37</sup>, la cual tiene establecido que, según la práctica habitual para los muros de soil nailing, la seguridad por falla de capacidad de carga en el suelo, en las condiciones favorables de aplicación de la técnica,

<sup>35</sup> Según Braja Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4ta Ed. Pág. 155.

<sup>36</sup> El valor mostrado en esta tabla corresponde al cálculo de la capacidad de carga por medio de Meyerhof, en Anexo 3 se muestra el análisis de factores utilizando la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi.,  $FS \gg 3$ , en este caso, E Juárez Badillo recomienda considerar conservadores los resultados obtenidos con el criterio de Meyerhof, al de Terzaghi. Mecánica de los suelos T II. Juárez Badillo, E. Ed. limusa

<sup>37</sup> CIRCULAR 7 FHWA sección 5.4.4 pág. 74 y 77.

no presenta un peligro inminente este tipo de falla; tal criterio, se comprueba con el cálculo del valor para el factor de seguridad por capacidad de carga para el muro de tierra armada o soil nailing, el cual es comparativamente muy mayor respecto al del muro de mampostería de piedra, indicando muy buena estabilidad a largo plazo, para mantener la estructura íntegramente estable.

Debido a que las ecuaciones de cálculo para los factores de seguridad por capacidad de carga son las mismas, propuestas inicialmente por Terzaghi, en el ejemplo de comparación para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo de soporte, que es el mismo para ambos muros de retención, se usó la ecuación general de capacidad de carga publicada por Meyerhof (1963) que llega a ser la misma que la de Terzaghi, y citada en la sección 4.7 pág. 125 del Manual Para Diseño Construcción y Monitoreo de Muros de Soil Nailing de la FHWA, la comparación entre ambos factores es válida. Así, el valor del factor de seguridad por capacidad de carga del muro de soil nailing es comparativamente un factor muy alto (6.35 veces mayor) respecto al del muro de mampostería de piedra ( $32 \gg 5.04$ ), esto puede explicarse debido a que el muro de soil nailing tiene una mayor base ( $5.01 > 2.40$ ) y mayor área basal de contacto a partir de la línea de pie de corte, es decir, existe una mayor distribución de la carga aplicada al suelo en la proyección horizontal de esta. Otro factor muy importante es el ángulo ( $\psi$ ) de aplicación de la resultante respecto a la vertical. Ver figura 5.2 el cual resulta ser mayor en el muro de mampostería de piedra, que el del muro soil nailing ( $24.8^\circ > 8.61$ ), esto se debe, a que, la relación entre los valores de las fuerzas actuantes en el muro de mampostería de piedra, la fuerza horizontal ( $P_a = 6.42$  Ton) entre el valor de las fuerzas

verticales ( $W = 13.84$  Ton) es de 0.46, esto se acentúa más en el muro soil nailing en el que la relación entre las fuerzas horizontales ( $P_a = 4.28$  Ton) y el peso del bloque de suelo ( $W = 28.27$ ) es 0.15; generando en la base una distribución no uniforme de esfuerzos, triangular, en el muro de mampostería de piedra, que provoca una excentricidad de la carga de 0.43, la cual genera un esfuerzo mayor transmitido al suelo ( $q_{\text{máx}} = 11.97$  Ton/m<sup>2</sup>); en el caso del muro soil nailing, la distribución de esfuerzos es uniforme, dando un valor de esfuerzo de 6.21 Ton/m<sup>2</sup>.

Particularmente, para el muro de mampostería de piedra,  $\sigma_1=0$  y  $\sigma_2=11.97$ Ton/m<sup>2</sup>, la resultante cae casi en el límite del tercio medio hacia el pie<sup>38</sup>, en donde, si el peso total o los empujes aumentan, el suelo quedaría trabajando a tensión por el talón, y entonces, llegaría la inestabilidad, o sea, se tendría que aumentar la geometría de la sección de este muro de mampostería de piedra. Esto implica una nueva revisión del diseño inicial o nueva propuesta para las nuevas condiciones que se tengan, hasta cumplir los requerimientos de seguridad estructural. Sin embargo, esto también, conlleva a aumentar los costos, volviéndose antieconómico. Ver fig. 5.2.

---

<sup>38</sup> Con un desfase del tercio medio de 0.03m



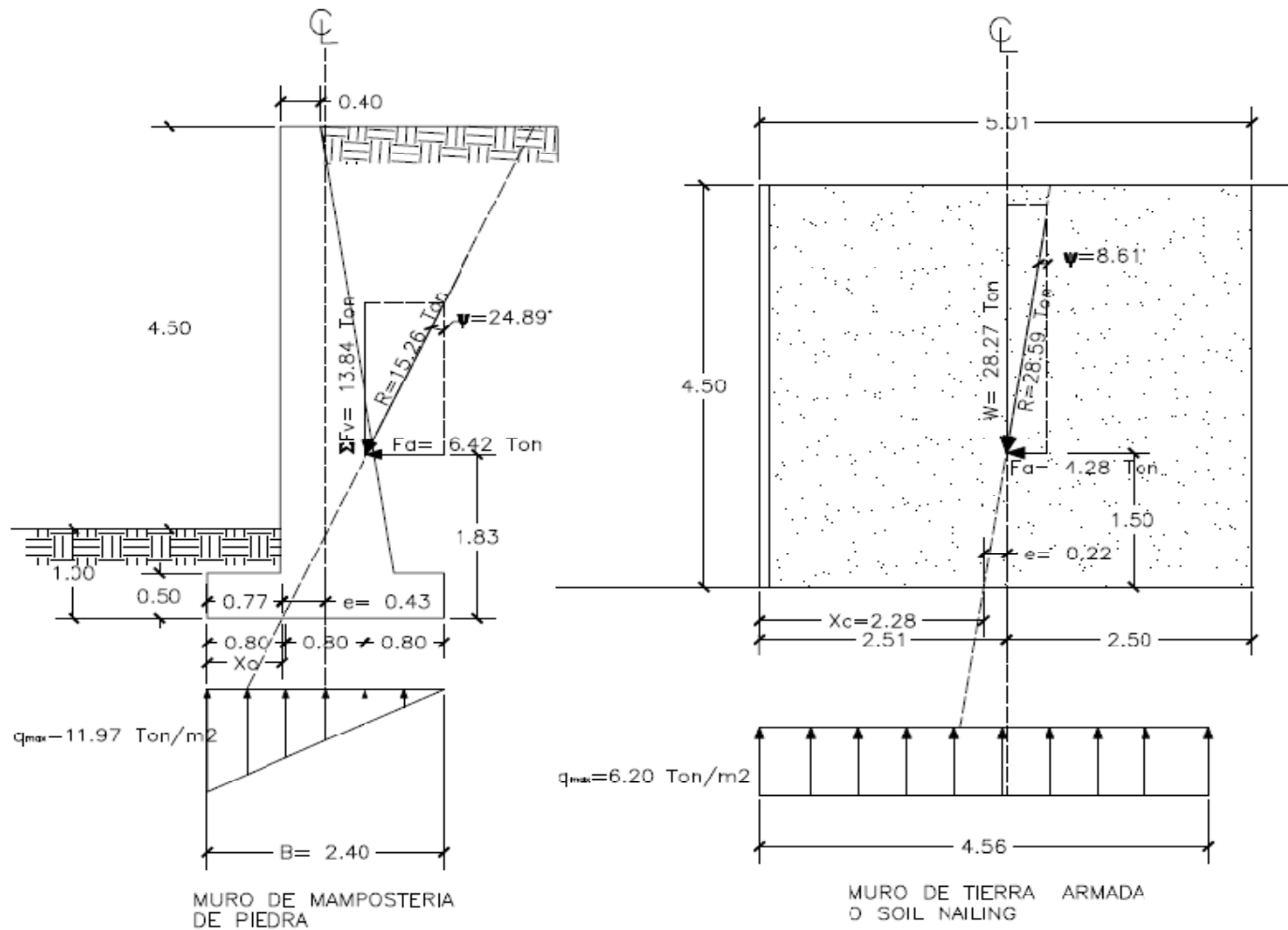


Figura 5. 2 Esquemas acotados de la posición de la resultante que pasa por el tercio medio de la base del muro para la estabilidad estructural de los muros de mampostería de piedra y el de soil nailing. Esquemas hechos a escala 1:100.

### 5.1.6 Comparación de la rigidez del muro de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing.

En ingeniería, rigidez: es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

Los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga. Normalmente, las rigideces se calculan como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza.

$$K_i = \frac{F_i}{\delta_i} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Para elementos prismáticos se considera rigidez axial, rigidez flexional, rigidez torsional o rigidez frente a esfuerzos cortantes, etc. Para los muros de mampostería de piedra y el de tierra armada o soil nailing, se calculará la rigidez flexional con respecto a la base correspondiente a cada sección unitaria, como sigue:

$$K_{flex} = \frac{EI_x}{L} \quad , \quad \text{Ecuación 5.2}$$

donde,  $I_x$  es el segundo momento del área de la sección del muro.

El segundo momento del área, o segundo momento de inercia o momento de inercia del área, es una propiedad geométrica de la sección transversal de los elementos estructurales. Físicamente, el segundo momento de inercia está relacionado con las tensiones y deformaciones máximas que aparecen por flexión en un elemento estructural y, por tanto, junto con las propiedades del material determinan la resistencia máxima de

un elemento estructural sometido a flexión. El segundo momento del área, es una magnitud cuyas dimensiones son longitud a la cuarta potencia.

### 5.1.6.1 Cálculo de la Rigidez para el muro de mampostería.

Se calculará el momento de inercia con respecto al eje xx, para esto, se utilizará el teorema de los ejes paralelos<sup>39</sup>.

Los momentos de inercia para un rectángulo son:

$$\text{con respecto a la base, } I_x = \frac{1}{3}bh^3, \quad (\text{Ecuación 5.3})$$

$$\text{con respecto al centroide, } I_x = \frac{1}{12}bh^3, \quad (\text{Ecuación 5.4})$$

Para un triángulo:

$$\text{con respecto a la base, } I_x = \frac{1}{12}bh^3, \quad (\text{Ecuación 5.5})$$

$$\text{con respecto al centroide, } I_x = \frac{1}{36}bh^3 \quad (\text{Ecuación 5.6})$$

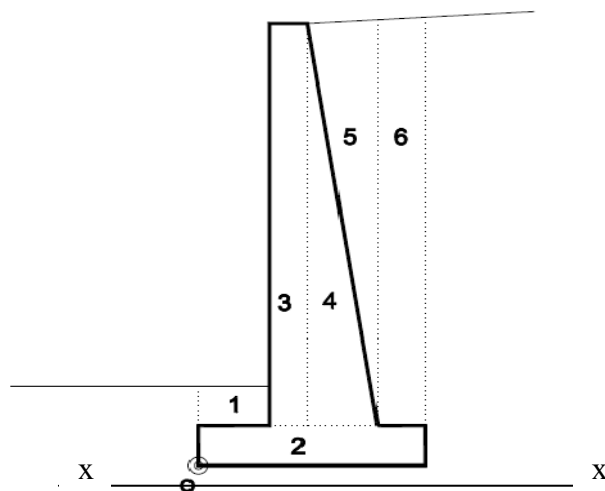


Figura 5. 3 detalle de áreas en muro de mampostería de piedra.

<sup>39</sup> Beer, Ferdinand y otros. Mecánica vectorial para ingenieros. Estática. Sexta edición. 1997. Pág. 467.

Los momentos de inercia para el muro de mampostería de piedra, equivalente, se calcularán por separado para la pantalla hecha de mampostería de piedra y para el relleno de suelo compactado. Para la pantalla de mampostería de piedra, las áreas a utilizar son: 2, 3 y 4 (ver fig. 5.3). Así su valor es:

$$I_{xm2} = \frac{1}{3} \times 2.40 \times 0.50^3 = 0.1 \text{ m}^4$$

$$I_{xm3} = \frac{1}{12} \times 0.40 \times 5^3 + 0.40 \times 5 \times 3^2 = 22.17 \text{ m}^4$$

$$I_{xm4} = \frac{1}{36} \times 0.75 \times 5^3 + \frac{1}{2} \times 0.75 \times 5 \times \left[ \frac{1}{3} \times 5 + 0.50 \right]^2 = 11.41 \text{ m}^4$$

$$I_{xm} = I_{xm2} + I_{xm3} + I_{xm4}$$

$$I_{xm} = 33.68 \text{ m}^4$$

El momento de inercia para el relleno compactado se calculará con las áreas 1, 5 y 6 (ver figura 5.3). Su valor es:

$$I_{xs1} = \frac{1}{12} \times 0.75 \times 0.5^3 + 0.75 \times 0.5 \times 0.75^2 = 0.22 \text{ m}^4$$

$$I_{xs5} = \frac{1}{36} \times 0.75 \times 5^3 + \frac{1}{2} \times 0.75 \times 5 \times \left[ \frac{2}{3} \times 5 + 0.50 \right]^2 = 30.16 \text{ m}^4$$

$$I_{xs6} = \frac{1}{12} \times 0.5 \times 5^3 + 0.5 \times 5 \times 3^2 = 27.71 \text{ m}^4$$

$$I_{xs} = I_{xs1} + I_{xs5} + I_{xs6}$$

$$I_{xs} = 58.09 \text{ m}^4$$

Obtenido el valor del momento de Inercia de la sección del muro de mampostería de piedra y el relleno compactado, estos se multiplicarán por el módulo de elasticidad

correspondiente y así, se obtendrá el valor de la rigidez con respecto al eje xx para el muro de mampostería de piedra.

Los módulos elasticidad para la mampostería de piedra, considerando que es basalto  $E_m = 80 \times 10^5 \text{ Ton/m}^2$  y para el relleno compactado es  $E_s = 456.32 \text{ Ton/m}^2$ .

La rigidez para el muro de mampostería de piedra sería:

$$K = I_{xm} E_m + I_{xs} E_s$$

$$K = 33.68 \times 80 \times 10^5 + 58.09 \times 456.32$$

$$K = 2.69 \times 10^8 \text{ Ton.m}^2$$

#### **5.1.6.2 Cálculo de la rigidez para el muro de tierra armada o soil nailing.**

La sección del bloque de suelo retenido para el muro de tierra armada o soil nailing, es un rectángulo, con ancho de 5.01 y altura de 4.49, entonces, el momento de inercia se obtendrá utilizando la ecuación 5.3. Así, el cálculo será el siguiente:

$$I_{xm} = \frac{1}{3} \times 5.01 \times 4.49^3 = 151.17 \text{ m}^4$$

El módulo de elasticidad para este tipo de suelo, cuando es un limo arenoso, el valor es:

$$E_m = 1427.60 \text{ Ton/m}^2.$$

El valor de la rigidez para el muro de tierra armada o soil nailing es el siguiente:

$$K = I_{xm} E_m$$

$$K = 151.17 \times 1427.60$$

$$K = 2.16 \times 10^5 \text{ Ton.m}^2.$$

### 5.1.6.3 Comparación de rigideces de los muro de mampostería de piedra y soil nailing.

Tabla 5. 6 Comparación de propiedades mecánicas de muro de mampostería y soil nailing.

Propiedad	Muro de mampostería de piedra	Muro de tierra armada o soil nailing
Peso W	13.84 Ton	28.27 Ton
Rigidez K	$2,690 \times 10^5$ Ton/m <sup>2</sup>	$2.16 \times 10^5$ Ton/m <sup>2</sup>
Peso específico (basalto) $\gamma_{\text{piedra}}$	3.00 Ton/m <sup>3</sup>	No aplica en este muro.
Peso específico $\gamma_{\text{suelo suelo natural}}$	1420 Kg/cm <sup>2</sup>	1420 kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico $\gamma_{\text{relleno compactado}}$	1400 Ton/m <sup>3</sup>	No aplica en este muro.
Módulo de elasticidad $E_{\text{piedra}}$	$4.08 \times 10^9$ Kg/m <sup>2</sup>	No aplica a este muro.
Módulo de elasticidad $E_{\text{suelo natural}}$	1,785 Ton/m <sup>2</sup>	1,785 Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad $E_{\text{relleno compactado}}$	1,071 Ton/m <sup>2</sup>	No aplica en este muro.
Humedad, $w_{\text{suelo natural}}$	14.5 %	14.5%
Esfuerzo de compresión de la piedra, $\sigma_{\text{piedra}}$	18,000 Ton/m <sup>2</sup>	No aplica en este muro.
Esfuerzo cortante de la piedra, $\tau_{\text{piedra}}$	20.39 Ton/m <sup>2</sup>	No aplica en este muro.
Esfuerzo cortante del suelo natural, $\tau_{\text{suelo natural}}$	2.88 Ton/m <sup>2</sup>	2.88 Ton/m <sup>2</sup>

La tabla 5.6 muestra comparativamente las propiedades mecánicas de cada muro, la rigidez del muro de mampostería de piedra ( $2.69 \times 10^8$  Ton/m<sup>2</sup>) es mucho mayor que la del muro de soil nailing ( $0.00216 \times 10^8$  Ton/m<sup>2</sup>) representando esta última 0.08% de la rigidez del primero; por lo tanto, el muro de mampostería de piedra será más rígido y aceptará menos deformaciones que el muro de soil nailing, esta condición permite que

este último sea flexible. La falla del muro de mampostería de piedra será por lo tanto, súbita, ya que su rigidez no permite grandes desplazamientos previos al colapso, el muro de soil nailing, debido a todas las propiedades del suelo, permitirá por lo tanto ciertos acomodamientos internos para llegar a los desplazamientos altos antes de llegar a alguna forma de falla o colapso.

La interacción suelo estructura. El análisis y cálculo estructural es de suma importancia para la estabilidad de las estructuras. Aunque una vez impuesta la estructura al suelo su respuesta puede ser distinta a lo considerado inicialmente, y difícil de predecir. Se puede hacer un análisis más acertado, por medio de ciertos factores que afecten las respuestas de los cálculos de estabilidad por deslizamiento, volteo y capacidad de carga, para asegurar la estabilidad estructural y economía del proyecto. Primero, tomar en cuenta el análisis de la interacción suelo estructura, las condiciones de falla por cortante del suelo, las cuales dependen principalmente del tipo de suelo y el tipo de fundación.(ver anexo 2, ley de resistencia del suelo  $\tau$ ) Segundo, existen dos tipos de fallas: falla por capacidad de carga del suelo (pérdida de esfuerzos cortantes en el suelo) y falla por deformación del suelo o hundimiento en el suelo, aunque a veces es difícil seleccionar un solo criterio de falla. La capacidad de carga y la deformación están íntimamente ligadas entre sí. En condiciones normales, favorables del suelo, respecto a sus buenas propiedades físicas y mecánicas, se podría tomar como límite la capacidad de carga controlable que el suelo es capaz de soportar cuando la deformación máxima alcance hasta un valor de 2.5cm. En adelante, deberá hacerse un análisis para corregir estos estados desfavorables en que la

respuesta del suelo, que dañan la estructura, ponen en riesgo la seguridad y aumenta los costos de esta.

### 5.1.7 Comparación entre costos de construcción del muro de mampostería de piedra respecto al muro de tierra armada o soil nailing.

En la tabla 4.11, se calculó el costo total del muro de mampostería de piedra, su valor es \$8,388.42, su costo unitario se calculó por metro cúbico<sup>40</sup>; pero, considerando que el muro de mampostería de piedra y el de tierra armada o soil nailing están reteniendo la misma ladera de masa de suelo o bloque, cuyo frente de pantalla es la misma área de 86.13 m<sup>2</sup>, entonces el costo por metro cuadrado (unitario) resulta de la división del costo total entre el área retenida, esto es:

$$\text{costo unitario} = \frac{\$8388.42}{86.13 \text{ m}^2} = \frac{\$97.39}{\text{m}^2}$$

Similarmente, para el muro soil nailing:

$$\text{costo unitario} = \frac{\$9960.07}{86.13 \text{ m}^2} = \frac{\$115.64}{\text{m}^2}$$

Así, con el costo del muro de mampostería de piedra por metro cuadrado y el del muro soil nailing, se puede realizar la comparación de estos valores entre sí. Ver tabla 5.7.

Tabla 5. 7 Comparación de costos unitarios del muro de mampostería de piedra vs. el muro de tierra armada o soil nailing.

Tipo de muro	Valor unitario/m <sup>2</sup>
Muro de mampostería de piedra	\$ 97.39
Soil Nailing	\$ 115.64

<sup>40</sup> El muro de mampostería de piedra, su unidad de pago en obra es el metro cúbico y para el soil nailing es por metro cuadrado.



El costo unitario del muro de tierra armada o soil nailing resultó mayor en \$18.25 (18.74%) con respecto al muro de mampostería de piedra, esto se debe a que el muro de soil nailing, tecnología innovada, consiste en una pantalla de concreto armado  $e = 0.20\text{m}$ , que va sobre el talud, revistiéndolo, colocada con anclajes que se perforan únicamente con equipo especializado; mientras que, en el muro de mampostería de piedra, lo único requerido es mano de obra calificada y herramienta menor.

### 5.1.8 Relación entre factores de seguridad vs. costo.

Tabla 5. 8 Relación Costo vs. factores de seguridad.

Tipo de muro	Costo vs. deslizamiento	Costo vs. capacidad de carga
Muro de mampostería de piedra	38.19	19.32
Soil Nailing	16.11	3.61

En la tabla 5.8, el valor de la relación costo/factor de seguridad por deslizamiento es mayor para el muro de mampostería de piedra, con respecto al de soil nailing, esto representa que el muro de mampostería de piedra resultó con mayor costo unitario por factor de seguridad por deslizamiento, de la misma manera, en la relación de costo unitario por capacidad de carga. Estos resultados indican, en este caso, que el muro de mampostería de piedra tiene menor costo total pero no mayor seguridad, con respecto al muro soil nailing, según los factores de seguridad calculados. Es decir, que si se quisiera obtener los mismos factores de seguridad obtenidos en el muro de soil nailing, la sección requerida por el muro de mampostería de piedra resultaría demasiado costosa, por su robustez que sería exagerada, incluso mayor que el bloque de tierra armada o soil nailing.

## 5.1.9 Evaluación comparativa de las tecnologías, muros de mampostería de piedra y soil nailing y propuesta de aplicación de las tecnologías.

### 5.1.9.1 Evaluación comparativa. Muro de mampostería de piedra vs. tierra armada o soil nailing.

Tabla 5. 9 Evaluación de las propiedades cualitativas y cuantitativas de los muros de mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing.

Condición	Tecnología tradicional Muro de mampostería	Tecnología no tradicional Muro de tierra armada o soil nailing
<b>VARIABLES CUALITATIVAS</b>		
Amenaza	Humedad. $\omega > 15\%$	Cargas extremas
Vulnerabilidad	Aumento de magnitud de empuje por la presión del agua.	Desestabilización por falla interna, externa y de pantalla.
Riesgo	Alto.	Alto.
Impacto negativo en el ambiente	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Disminución de la infiltración a mantos acuíferos por compactación del relleno.</li> <li>- Aumento de escorrentías superficiales.</li> <li>- Corte masivo de suelo del lugar para conformación de talud y la estructura a proteger.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se mantiene el volumen de infiltración.</li> <li>- Las escorrentías superficiales se mantienen.</li> <li>- Corte masivo de suelo del lugar para la estructura a proteger.</li> </ul>
Mitigación	Deslizamientos de masas de suelos.	Deslizamiento de masas de suelo.
<b>VARIABLES CUANTITATIVAS</b>		
Factor de seguridad por deslizamiento mínimo (N. T. S.) MOP	<b>1.5</b>	<b>1.5</b>
Factor de seguridad contra deslizamiento calculado	2.55	7.18
Factor de seguridad por capacidad de carga mínimo (experiencias)	<b>3.0</b>	<b>3.0</b>
Factor de seguridad por capacidad de carga	5.04	32.0
Costo	\$ 97.39	\$ 115.64

La tabla 5.9 muestra las variables a considerar en la evaluación comparativa del muro de mampostería de piedra contra el muro de tierra armada o soil nailing. Al evaluar las cualidades de los muros, el muro de tierra armada o soil nailing presenta mejores características, físicas mecánicas y dinámicas, debido a que las cargas extremas se producen de manera eventual (terremotos, sobrecargas en la corona del talud e impactos en la pantalla del muro), no así, la humedad, que es una propiedad intrínseca del suelo que puede ser variable con respecto a las condiciones climáticas del lugar y la altura del nivel freático. El muro de mampostería de piedra afecta en mayor grado al medio ambiente, por el tipo de proceso constructivo y funcionamiento de la tecnología, por que se requiere hacer un mayor volumen de corte con respecto al que se haría si se utiliza el muro de tierra armada o soil nailing, lo que alteraría las condiciones naturales del lugar. Ambas tecnologías, resultan favorables al momento de realizar obras de mitigación en taludes que presentan riesgos, para la población o estructuras importantes; la selección de la tecnología dependerá del tiempo que se estime necesario para solventar el problema y dependerá también de la adaptabilidad de las tecnologías a las condiciones presentes en el lugar del problema, así mismo, los costos respecto a la magnitud de la obra por el problema a resolver, y la cobertura financiera para tal inversión como proyecto. Ambos muros cumplen con los valores mínimos requeridos por seguridad según las normas técnicas (NTS) en la práctica, esto quiere decir, que ambas tecnologías son viables de implementar, los costos del muro de tierra armada o soil nailing pueden reducirse llegando a ser menores que el costo del muro de mampostería de piedra. Los valores de los factores seguridad se mantendrán mayores que los calculados para el muro

de mampostería de piedra, para ello, es necesario revisar las consideraciones de diseño, especialmente la conjetura del paso de la línea de falla supuesta en el talud o ladera, ya que dependerá de la ubicación de la falla supuesta, para establecer la longitud de los anclajes, que definen finalmente la geometría del bloque a considerar para la evaluación de la estabilidad externa del muro de soil nailing.

#### **5.1.9.2 Propuesta de aplicación de las tecnologías de los muros de mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing.**

Según el caso de aplicación en estudio, se han elaborado las siguientes ayudas para la selección de la tecnología que resulte más apropiada o conveniente, para condiciones de suelo similares al caso presentado en este estudio; estas ayudas están basadas en los criterios de análisis técnico ( $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $G$ ,  $\omega\%$ ,  $C$  del suelo en estudio) y económico o de inversión.

##### **5.1.9.2.1 Propuesta de selección en base a propiedades mecánicas del suelo.**

Como primer paso en un estudio técnico de selección del tipo de muro de retención, es necesario obtener los parámetros técnicos del suelo por medio de un estudio de suelos del lugar donde se colocará el muro. Para ello, se han elegido los parámetros geotécnicos del suelo cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, ver tabla 5.10, los cuales definen la ley de resistencia al corte del suelo. Esta ayuda sólo aplica para suelos cohesivos ya que el muro de tierra armada no puede ser utilizado en suelos friccionantes o no cohesivos<sup>41</sup>. Si la cohesión es 0.051, hacer evaluación exhaustiva del suelo.

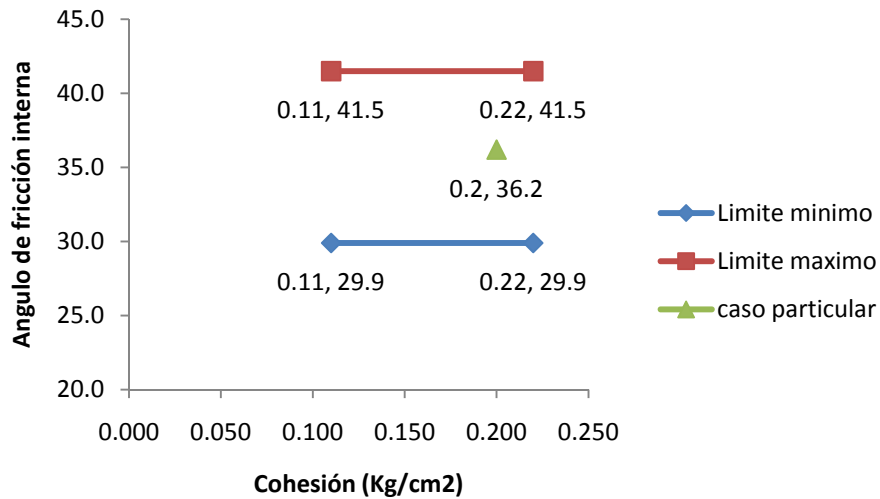
---

<sup>41</sup> Capítulo III de este estudio, pág. 86.

Tabla 5. 10 Valores mínimos y máximos de cohesión vs. ángulo de fricción interna<sup>42</sup> para muros de mampostería de piedra.

Parámetro	Mínimo	Máximo
Cohesión (C, Kg/cm <sup>2</sup> )	0.11	0.22
Angulo de fricción interna ( $\phi$ ) <sup>43</sup>	29.9	41.50

**Límites de cohesión y ángulo de fricción interna para muro de mampostería**



Gráfica 5. 1 Gráfica de los límites de cohesión y ángulo de fricción interna para muros de mampostería de piedra.

Al graficar los límites establecidos en la tabla 5.10 se obtiene la gráfica 5.1, en la cual, también se ha ubicado el punto correspondiente al caso de aplicación, muro soil nailing, en estudio, se observa, que el punto está dentro de los límites, según el tipo de suelo en estudio.

Los límites para el muro de tierra armada o soil nailing se presentan en la tabla 5.11.

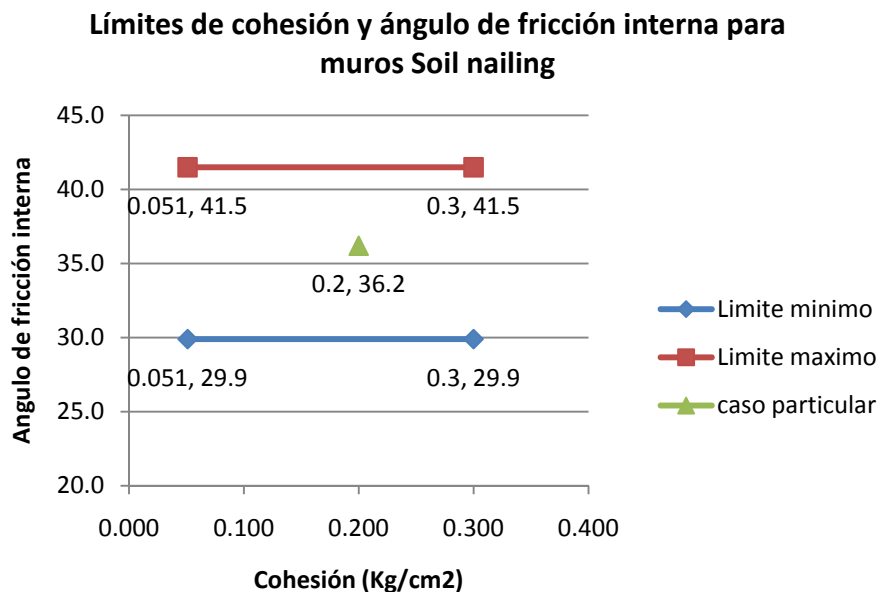
<sup>42</sup> Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 268.

<sup>43</sup> Datos obtenidos según correlación de SPT con ángulo de fricción interna en CIRCULAR 7 FHWA sección 3.6.4 pág. 35.

Tabla 5. 11 Valores mínimos y máximos de cohesión vs. ángulo de fricción interna<sup>44</sup> para muros de soil nailing.

Parámetro	Mínimo	Máximo
Cohesión (C, Kg/cm <sup>2</sup> )	0.051 <sup>45</sup>	0.3 <sup>46</sup>
Angulo de fricción interna ( $\Phi$ ) <sup>47</sup>	29.9°	41.50°

Al graficar los límites establecidos en la tabla 5.11 se obtiene la gráfica 5.2, en la cual, también se ha ubicado el punto correspondiente al caso de aplicación en estudio, respecto al valor mínimo, se observa, que el punto está dentro de los límites, según el tipo de suelo en estudio.



Gráfica 5. 2 Gráfica de los límites de cohesión y ángulo de fricción interna para muros de mampostería de piedra.

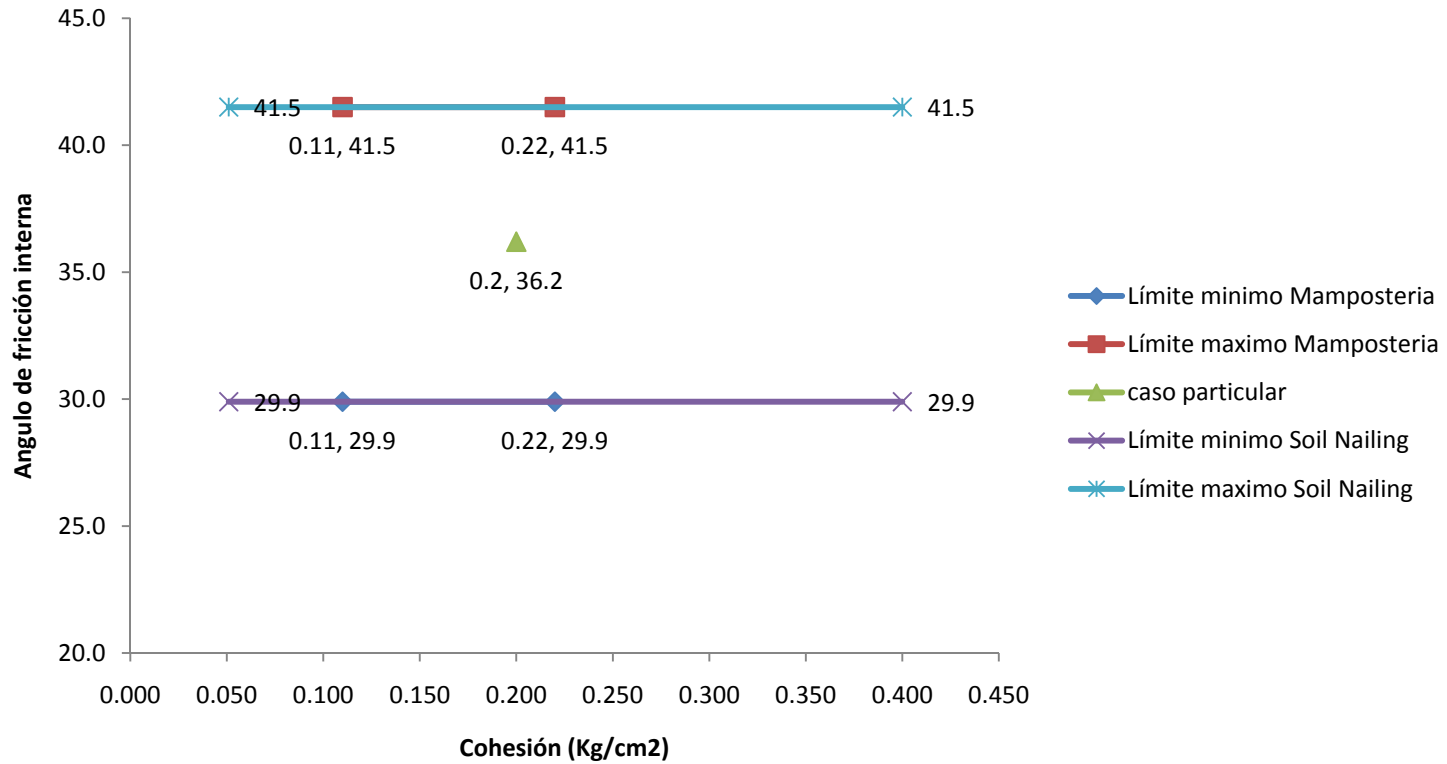
<sup>44</sup> Cortez Velásquez, Ricardo Hernández y otros. Manual de procesos constructivos y diseño de muros de retención. TBG UES, 2004. Pág. 268.

<sup>45</sup> Ver capítulo III, sección 3.4, pág. 82

<sup>46</sup> Ver <http://personal4.iddeo.es/rclovera/>

<sup>47</sup> Datos obtenidos según correlación de SPT con ángulo de fricción interna en CIRCULAR 7 FHWA sección 3.6.4 pág. 35.

## Comparación entre límites de cohesión y ángulo de fricción muro de mampostería de piedra vs. muro de soil nailing



Gráfica 5. 3 Gráfica de Comparación entre límites de cohesión y ángulo de fricción muro de mampostería de piedra vs. muro de soil nailing

Según la gráfica 5.3, para el caso de aplicación de estudio, es factible la implementación de cualquiera de las tecnologías evaluadas, muros de mampostería de piedra y muros de tierra armada o soil nailing, ya que los valores  $(C, \phi)$  del suelo a retener caen dentro del área común.

Otro criterio a evaluar para utilizar cualquiera de las tecnologías es el costo de la estructura. Para esto, según experiencias, para el muro de mampostería de piedra, el costo de este se vuelve oneroso a partir de la altura de 6.00 m, ver tabla 5.12, debido a esto, se ha considerado hacer la evaluación en base a la altura de los muros en estudio contra sus costos de construcción, ver gráfica. 5.4 y 5.5. Para el muro de mampostería de piedra se han calculado secciones transversales con las alturas de 4.5 (caso particular desarrollado en este estudio), 5.00, 6.00 y 7.00 metros de altura, respectivamente, que cumplan con los factores de seguridad establecidos en las normas técnicas y en las experiencias de campo. Para el muro soil nailing, se tomaron tramos de proyecto en estudio con estas alturas<sup>48</sup> (tabla 5.12) tomando de base los costos del muro de mampostería de piedra, sosteniendo el criterio de comparación entre ambas tecnologías para construir muros estabilizadores de taludes o laderas inestables, en este caso, se vuelve menor costo los muros de soil nailing en altura menores que 6.00m y después de esta altura, para 7.50m su costo aumentó en 43.71%.

---

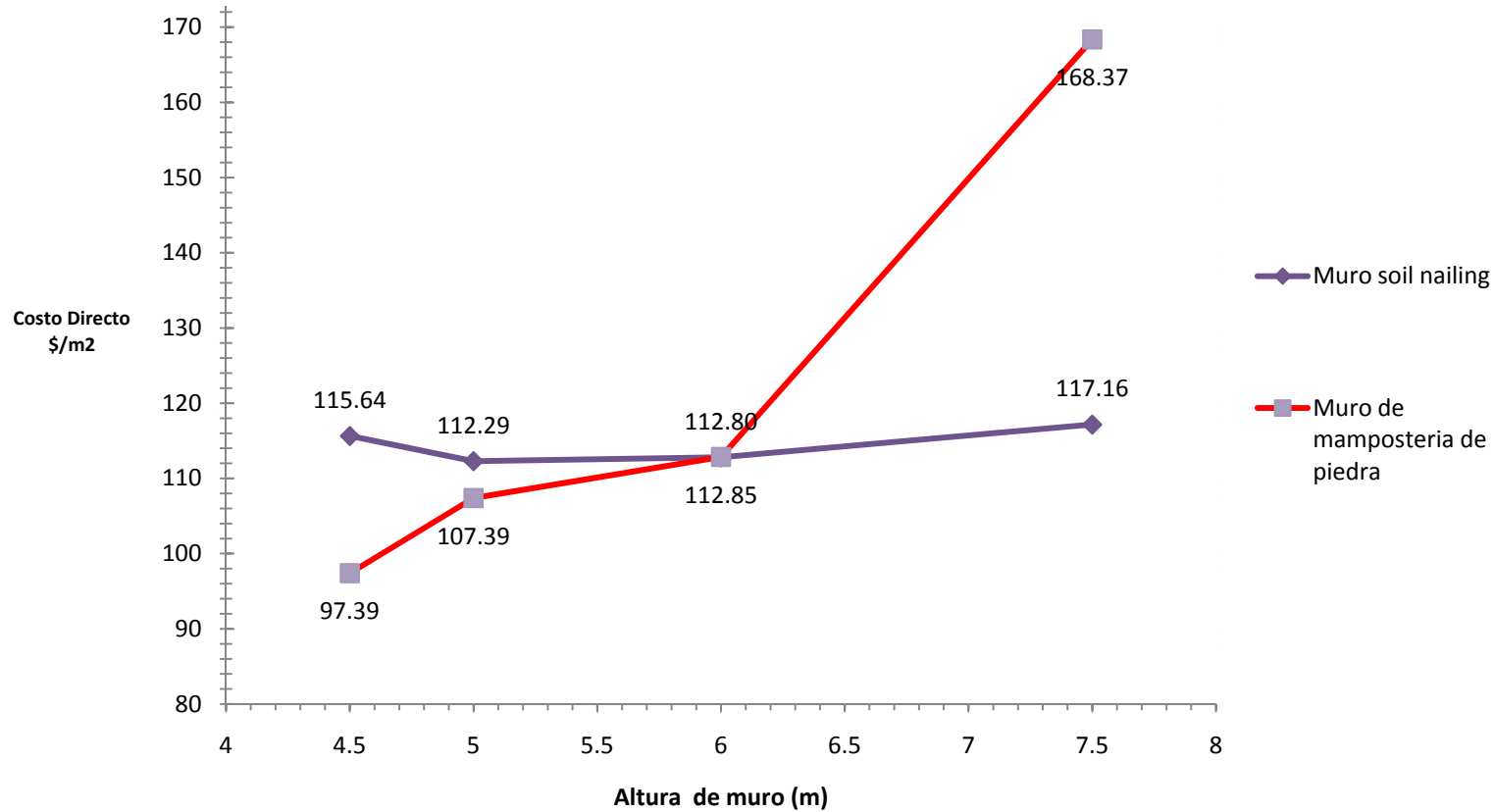
<sup>48</sup> Ver cálculos de costos en anexo 5.



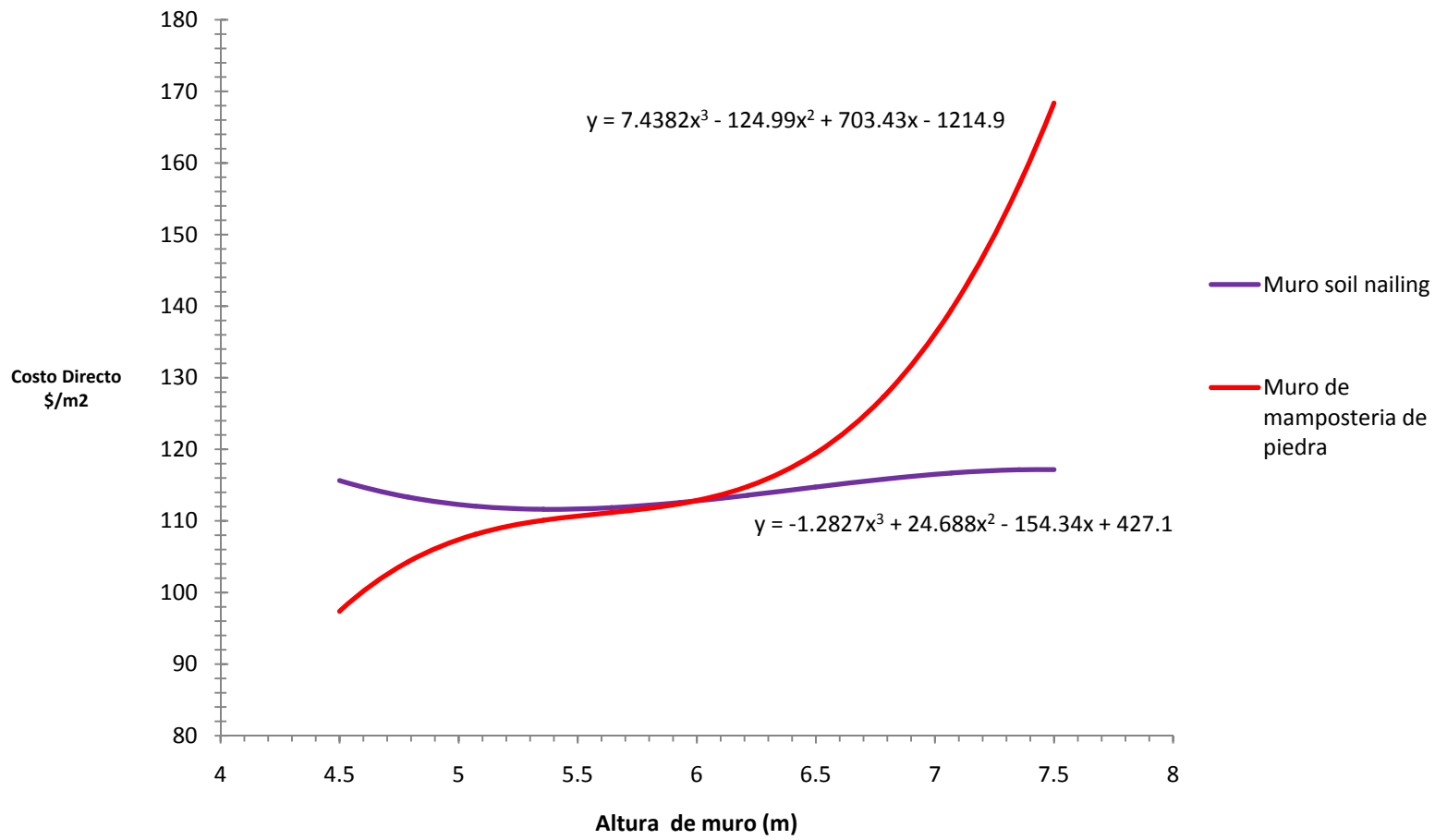
Tabla 5. 12 Costo vs. altura para muros de mampostería de piedra y tierra armada o soil nailing.

Altura (m.)	Costo muro de mampostería de piedra (\$/m <sup>2</sup> )	Costo muro de tierra armada o soil nailing (\$/m <sup>2</sup> )	Diferencia de costo(\$/m <sup>2</sup> )	%	Relación de costo
4.5	115.64	97.39	-18.25	-15.78	1.19 a 1
5	112.29	107.39	-4.9	-4.36	1.05 a 1
6	112.80	112.85	+0.05	+0.04	1 a 1
7.5	117.16	168.37	+51.21	+43.71	0.7 a 1

**Gráfica de costos de muros de mampostería de piedra para alturas de 4.5m, 5.0m, 6.0m y 7.5m**



Gráfica 5. 4 Altura de muros vs. costos



Gráfica 5. 5 Líneas de tendencia de altura vs. costos.

La gráfica 5.5 se hizo en base a la dispersión de puntos presentada en la gráfica 5.4, en la cual, se procedió a graficar la tendencia que más se ajusta a los datos obtenidos, para este caso, es una ecuación polinómica de grado 3. Al observar la gráfica, entre 4.50m y 6.00m de altura, el costo del muro de mampostería de piedra es menor que el de tierra armada o soil nailing. Después de los 6.00 m de altura el costo del muro de mampostería de piedra comienza a aumentar progresivamente con una tasa de crecimiento promedio en los intervalos, 6.0m a 6.5m, 6.5m a 7.0m, y 7m a 7.5m, de 15.19, 35.33, 66.62 dólares por metro cuadrado por metro de altura, respectivamente, la cual es considerable con respecto al muro de tierra armada o soil nailing.

Cuando un muro de retención tenga condiciones de suelo similares al caso de estudio, se podrán utilizar las dos tecnologías, debido a que se cumple, que el valor del ángulo de fricción interna y la cohesión están dentro de los límites establecidos para cada tecnología, sin embargo, al evaluar costo vs altura, se usa el muro de mampostería de piedra, teniendo costos bien aceptables hasta una altura no mayor que los seis metros, ya que después de esta altura su costo se vuelve mayormente aumentado, ver gráfica 5.5. La elección de la tecnología a utilizar dependerá de la seguridad y del criterio del proyectista, así mismo, de la disponibilidad económica del propietario, la importancia, y las solicitudes estéticas del propietario.

#### **5.1.10 Resumen de criterios del análisis costos vs. seguridad.**

De acuerdo con lo analizado, la construcción de los muros para la retención de taludes o laderas, naturales o en corte, de las masas de tierra, en obras de ingeniería, tomará en cuenta lo siguiente:

- Garantizar siempre la seguridad del proyecto, es muy importante; incluye el riesgo, periodo de diseño, tipo de estructura, tipo e importancia, principalmente, cuando se trata de arriesgar vidas humanas, pérdidas materiales como inmuebles y viviendas, en estos casos, es predominante, en decisiones, el factor de seguridad y no necesariamente los costos.
- Es necesario un muestreo de campo in situ, del suelo a estabilizar y el de fundación, para conocer sus propiedades físicas y mecánicas, su capacidad para absorber las cargas impuestas, para garantizar buen funcionamiento del muro a colocar, respecto al efecto dinámico del talud o ladera a retener. Asimismo, valorar costos, seguridad, conveniencia, técnica y tecnología a utilizar, para cada caso.
- La geometría de la sección transversal del muro, es fundamental que se defina bien en el análisis costos vs. factor de seguridad, debido a que, las dimensiones de los muros en ambas técnicas, según las magnitudes de las fuerzas actuantes, pueden variar, produciendo esto un aumento o disminución en los costos y por consecuencia en los factores de seguridad.
- El diseño adecuado de los muros de retención requiere: estimar bien la presión lateral del suelo. La cual dependerá, del peso específico del suelo, el ángulo de fricción interna del suelo, la cohesión y las cargas fortuitas actuantes (magnitud, intensidad), así será el pre dimensionamiento del muro de retención a colocar, para llegar a resultados, bien aceptables, técnicamente exigibles en normas y

reglamentos convencionales establecidos en el país. Así mismo, los costos de proyecto, sin sacrificar, en todo caso, la seguridad.

- Interacción suelo estructura. es muy importante, debido a que excesivas deformaciones del suelo podrían provocar el colapso total o parcial de la estructura. Asociado a esto, la capacidad de carga del suelo, como condición de falla por cortante en este, las relaciones entre la carga aplicadas y resistencia última previo a la falla por cortante, están dadas por medio de los factores de seguridad por capacidad de carga del suelo, por ejemplo, para el muro de mampostería de piedra  $FS_{qu}=5.04$ , y el muro soil nailing  $FS_{qu}=32$ . Estos factores al compararlos con el mínimo recomendado  $FS_{qu} = 3$ , sus valores son mucho mayores, lo cual garantiza que ambos muros no fallarán por capacidad de carga del suelo. Sin embargo, es normal que se produzca la acomodación interna del suelo al imponerles las cargas, y también manteniéndose permanentemente en funcionamiento la estructura, a lo largo del tiempo, se produzcan asentamientos que no serán mayores que 2.50 a 5.00cm. Algún aumento de las cargas impuestas provocados por agentes externos, tales como la saturación del suelo por intensas lluvias, y vibraciones o impactos por la construcción en la cercanía de otras edificaciones, es dañino para que se cumplan bien las buenas condiciones de la estructura colocada en el lugar. Si los límites establecidos por el diseño seguro se sobrepasan rápidamente, se debe buscar establecer las buenas condiciones de funcionamiento a través de un análisis apropiado al criterio del ingeniero de diseño.

## CONCLUSIONES.

- El estudio comparativo entre los muros de mampostería de piedra y los muros de soil nailing o tierra armada, para el caso de estudio, en la autopista a Comalapa, rampa F y carretera hacia los Planes de Renderos, el muro de soil nailing presenta mayor estabilidad que el muro de mampostería de piedra, ya que, principalmente, el factor de seguridad para capacidad de carga se comprobó que este es mucho mayor para esta tecnología no tradicional. Se cumple con los valores mínimos de los factores de seguridad requeridos en el análisis de estabilidad. Esto indica, que aunque ambas tecnologías son buenas alternativas para estabilizar taludes o laderas, el uso de cada una de ellas depende de las condiciones in situ del terreno, del cumplimiento de los factores de seguridad, y de los costos directos, principalmente. Y a largo plazo, el muro de tierra armada o soil nailing representa costos más bajos de proyecto. Sin embargo, siempre es necesario su mantenimiento mínimo para mantener buen desempeño y buenas condiciones de servicio seguro.
- En el análisis de la estabilidad de los muros, en ambas tecnologías, se aplican las mismas teorías de Coulomb o Rankine, en el análisis de estabilidad, para retener taludes o laderas. La mejor respuesta de estabilidad del muro ante las sollicitaciones de carga se obtuvo con la tecnología soil nailing o tierra armada. Su desempeño mecánico y serviciabilidad está sujeto a condiciones normales de

carga. Cuando estas fueran extraordinarias u ocurran severamente, se revisará su serviciabilidad segura.

- De los costos vs. factor de seguridad, para cada una de las tecnologías se determinó, que el menor costo se obtuvo con la tecnología moderna, tierra armada o soil nailing, con respecto a la tradicional muro de mampostería de piedra, esto en el análisis de seguridad por deslizamiento y del factor de seguridad por capacidad de carga, indicando que aunque el costo directo total comparado con el de la tecnología tradicional es más alto, el beneficio es mayor respecto a la alta estabilidad que esta tecnología garantiza. Los muros de mampostería de piedra podrían alcanzar similar grado de estabilidad pero con dimensiones mucho mayores que hacen muy robusto el muro, esto conlleva a elevados costos directos, inclusive mucho mayores que los de la técnica de soil nailing, o los vuelve excesivamente antieconómicos.
- El proyecto intercambiador autopista a Comalapa, rampa F, y carretera hacia los Planes de Renderos, entre los estacionamientos está sobredimensionado. En el análisis de estabilidad global de este, muro los factores de seguridad  $FS_D = 7.16 > 1.5$  y  $FS_{qu} = 32 > 3$  son muy superiores a los recomendados por la norma técnica de cimentaciones del MOP. Al reducir la longitud de los anclajes reconsiderando la línea de falla supuesta, hasta donde fuera posible pero un tanto mayores que los mínimos establecidos, esto originaría una disminución de los factores de seguridad, llevando consecuentemente una disminución considerable en el costo directo total de la obra.



**CAPITULO VI CONSIDERACIONES, CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES.**

## **INTRODUCCION.**

El capítulo VI, conclusiones y recomendaciones, comprende la evaluación final de los resultados obtenidos a través del desarrollo del trabajo de graduación Estudio Comparativo del sistema Tierra Armada con técnicas convencionales para la estabilización de taludes. En las consideraciones se analizan los criterios técnicos y económicos del estudio comparativo, con lo que se obtuvieron las tablas y gráficas útiles para el análisis de los diferentes parámetros que intervienen en la estabilidad y los costos directos de los muros en estudio. También, se presenta las conclusiones acerca de los parámetros, criterios obtenidos y las recomendaciones a tomar en cuenta en la elección de la técnica a utilizar para estabilizar taludes y laderas naturales o cuando estos previamente contienen alguna estructura de retención existente que por cualquier causa muestre condiciones de peligrosidad y requiere tratamiento o prevención respecto a la estabilidad.

## 6.1 CONSIDERACIONES.

La estabilización de cualquier talud o ladera, de algún proyecto de obra civil, considerando tecnología y costos, se basa en costo directo vs. seguridad, en este caso, se hace un análisis comparativo, aplicado a un tramo de 21.75 m. con un muro de tierra armada o soil nailing, donde se hace el diseño equivalente de este, a un muro de mampostería de piedra que satisfaga los requerimientos mínimos de estabilidad por deslizamiento y capacidad de carga, en ambos casos. Asimismo, el criterio de análisis está basado en el modo de falla externa, que consiste en el efecto de debilitamiento en los esfuerzos cortantes del suelo en esa línea de falla supuesta, a lo largo de ella. Así, el cálculo de los empujes de la masa de suelo, se hace con la teoría de Coulomb, similarmente se puede aplicar la teoría de Rankine, para el cálculo de los empujes activos y pasivos en una masa de suelo, la cual está sugerida por la norma técnica salvadoreña de diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes del MOP, y que en la práctica tradicional, en el país, es la más utilizada. Para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo, se utilizaron las teorías de Therzaghi y la teoría de Meyerhof las cuales se basan en la falla del suelo por debilitamiento de los esfuerzos cortantes hasta llegar a la falla sin que por eso implique el colapso, necesariamente.

El cálculo y análisis de los factores de seguridad es el primer paso para determinar la estabilidad de un muro, el valor mínimo requerido para el factor de seguridad por deslizamiento es  $FS_D=1.5$  y el valor del factor de seguridad por capacidad de carga es  $FS_{qu}=3$  este valor empírico, también lo adoptó Karl Therzaghi. En el caso de estudio, este valor se retoma de Braja Das, considerando falla por carga última. Para evaluar la

estabilidad de ambos muros de retención. Comparativamente, los valores de los factores de seguridad obtenidos en el cálculo, contra los valores mínimos requeridos por la norma técnica del MOP, están en la tabla 5.9 página 34.

El segundo paso, muy importante y muy necesario de calcular y revisar, es el punto de aplicación de la fuerza resultante y su ángulo de inclinación con respecto a la vertical, aplicada en la base del muro, para esto, se hace en un gráfico (ver figura 5.2) a escala pág.227, donde la resultante está en el tercio medio de la base, casi en el límite, en la punta del muro, para el caso del muro de mampostería de piedra. Con este criterio, se evaluaron los esfuerzos normales en la base para asentamientos diferenciales, y se tiene el segundo modo de transmisión,  $\sigma_1=0$  en el talón y  $\sigma_2=11.97\text{Ton/m}^2$  en la punta un triángulo refuerzos en la base. Con tal criterio, se considerarán las modificaciones de la geometría de la sección transversal a partir de la reducción de los valores de los factores de seguridad, aproximándolos a los valores mínimos establecidos  $FS_D>1.5$  y  $FS_{qu}>3$ , para intentar bajar sus costos con estabilización segura, así mismo la estructura. También, el costo de la implementación de cualquiera de las tecnologías evaluadas, considera la importancia de la obra, con respecto al valor de los factores de seguridad,  $FS_D>1.5$  y  $FS_{qu}>3$  a 6, por deslizamiento y capacidad de carga en el diseño, para garantizar la estabilidad del talud o ladera y la de la estructura, de acuerdo con lo establecido en la norma técnica salvadoreña del MOP. Asimismo, en la experiencia y la práctica. Al evaluar los costos directos unitarios para el muro de mampostería de piedra,  $\$97.39/\text{m}^2$ , y para el muro de tierra armada o soil nailing,  $\$115.64/\text{m}^2$ , la diferencia entre si, es de  $\$18.25/\text{m}^2$  equivalente a 18.74%, con respecto al muro de mampostería de

pedra, esta diferencia se debe a los valores de los factores de seguridad calculados para el muro soil nailing por deslizamiento y capacidad de carga,  $FS_D = 7.18$  y  $FS_{qu} = 32.00$  respectivamente, que comparandolos con los valores mínimos establecidos por las normas y por la práctica convencional en el país ( $FS_D = 1.5$  y  $FS_{qu} = 3$ ) da una diferencia de 5.68 y 29.00, respectivamente, esta amplia diferencia en aumento favorable, se debe a que en el análisis de estabilidad, el muro de soil nailing funciona como un bloque rígido, el cual posee un mayor peso<sup>49</sup>,  $W = 28.27$  toneladas, proporcionando mayor fuerza resistente, y mayor longitud de base<sup>50</sup>,  $L = 5.01$  m respecto al de mampostería de piedra, lo cual da mayor área para transmisión de las cargas al suelo, y distribuir las más aliviadamente, estas dimensiones del bloque están dadas por la consideración inicial, en el diseño, de la localización del plano de falla considerado, la cual define la longitud del anclaje. Esto indica, que la diferencia de seguridad en el muro soil nailing es mucho mayor que la del muro de mampostería de piedra y su diferencia de costos directo es menor en 15.27%. Así, su relación costo directo/seguridad es de 15.73 para deslizamiento y 3.52 para capacidad de carga, mientras en el muro de mampostería de piedra, los valores son de 54.11 para deslizamiento y 19.32 para capacidad de carga respectivamente.

La relación altura vs. costos directos, se obtuvo eligiendo puntos para el muro de tierra armada o soil nailing dentro del mismo proyecto con alturas de 4.5m, 5.00m, 6.00m, y 7.50m. Se diseñaron estos muros equivalentes, de mampostería de piedra, para estas

---

<sup>49</sup> Peso del muro de mampostería de piedra  $W = 13.84$  Ton.

<sup>50</sup> Longitud muro de mampostería de piedra  $L = 2.40$  m.

alturas. Se calcularon los costos para ambos muros y los resultados se graficaron para obtener la tendencia de los costos según altura. Ver fig 5.8.

## 6.2 CONCLUSIONES.

- Basados en los cálculos realizados para el caso de aplicación de un talud vertical en el proyecto intercambiador autopista Comalapa, rampa F, y carretera hacia los Planes de Renderos en un tramo de 21.75 m de largo y 4.50 m de altura promedio en su diseño los factores de seguridad calculados, para revisar su estabilidad por deslizamiento  $FS_D=7.18$  y capacidad de carga  $FS_{qu}=32.00$  se llegó a que el muro de soil nailing, está sobredimensionado considerando modo de falla externa. Esto hace que su costo unitario directo ( $\$115.64/m^2$ ) sea mayor que el costo directo de un muro equivalente hecho de mampostería de piedra ( $\$97.39/m^2$ ) con una diferencia de  $\$18.25/m^2$  (18.74%). La diferencia en costo directo unitario radica en que el muro de soil nailing posee mayor desempeño o capacidad de respuesta mecánica o de estabilidad ante las sollicitaciones mecánicas de las cargas, teniendo para ello mayores factores de seguridad con respecto a los mínimos de la norma técnica del MOP y el equivalente de comparación de mampostería de piedra. Estos costos directos pueden reducirse sin sacrificar condiciones de la estructura misma, la seguridad y estabilidad, para ello, es necesario revisar las consideraciones iniciales de diseño para reducir los factores de seguridad calculados en el primer diseño, y acercarlos a los mínimos requeridos por la norma técnica del MOP, tomando en este caso como criterio

principal de estabilidad, el valor del factor de seguridad por deslizamiento, en ambos casos, sus valores pueden reducirse hasta acercarse al valor del factor de seguridad calculado en el primer diseño, para el muro de mampostería de piedra. El factor de seguridad por capacidad de carga del suelo no es el más predominante en el muro soil nailing, debido a que este tipo de muro no tiende a fallar por capacidad de carga del suelo sino por deslizamiento, en suelos similares al del caso en estudio. La relación altura vs costo directo, figura 5.8, su tendencia es uniforme respecto a los costos directos en el tramo para los valores de alturas entre 4.50m a 7.50m y entre \$112.00/m<sup>2</sup> a 116.00/m<sup>2</sup>, correspondientemente. Para un muro con altura mayor que 7.50m, el costo directo adoptaría la tendencia de esa curva. Contrario a esto, el costo directo del muro de mampostería de piedra aumentaría abruptamente, por ejemplo para la altura de 6.00m el costo es \$112.00/m<sup>2</sup>, pero continuará aumentando hasta llegar a los 7.50m de altura y su costo directo sería \$168.37/m<sup>2</sup>, extrapolarlo la tendencia, seguirá uniforme, y el costo del muro se encarecerá con respecto al muro soil nailing. Así, queda demostrado que hasta 6.00m. de altura son económicamente aceptables los muros de mampostería de piedra. Para el caso de estudio, en particular, a partir de la altura de 6.00 m, el muro de tierra armada soil nailing tiene los costos directos unitarios más bajos al compararlos con los del muro de mampostería de piedra, además, los factores de seguridad por deslizamiento se mantienen más altos. Así, para la elección técnica económica, después de los respectivos análisis, se deja al criterio del propietario el uso de la

tecnología de muro de tierra armada o soil nailing, donde se garantice buen funcionamiento y desempeño, o sea una estructura segura al más largo plazo con todas las condiciones que influyen en su funcionamiento en el lugar.

- Cuando las masas de suelo a retener en taludes y laderas tengan características favorables, físicas, mecánicas, ambientales e históricas del suelo del lugar, estructura del suelo, que a juicio de los técnicos puedan adoptar un diseño económico y muy seguro, estructuralmente, entonces, la tecnología de los muros de tierra armada o soil nailing es aplicable, principalmente, para alturas mayores que 6.0 m, preferiblemente, en vez del muro de mampostería de piedra, para un buen funcionamiento y desempeño a largo plazo y menores costos directos. En la tabla 6.1 indica los valores de los parámetros que contiene un buen suelo, en el cual, se puede utilizar la tecnología de muros de tierra armada o soil nailing.

Tabla 6. 1 Rangos de propiedades mecánicas del suelo para el buen funcionamiento de un muro de tierra armada o soil nailing.

Parámetro/símbolo	Rangos de valores de un buen suelo	Valores obtenidos en el caso de aplicación
Cohesión aparente, C	0.5 - 3 Ton/m <sup>3</sup>	2.00 Ton/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción interna, $\Phi$	29.9°- 41.5°	36.2°
Peso volumétrico del suelo, $\gamma_s$	1-2 Ton/m <sup>3</sup>	1.42 Ton/m <sup>3</sup>
Contenido de humedad del suelo, $\omega$ (%)	5-15%	14.50 %



### 6.3 RECOMENDACIONES.

- En el diseño de un muro de retención, se debe garantizar su estabilidad. Para ello, es necesario e importante, que siempre se haga el cálculo y análisis del punto de aplicación y el ángulo de inclinación con respecto a la vertical, de la resultante de las fuerzas actuantes en el muro, la cual deberá pasar dentro del tercio medio de la base, asegurando así que el suelo no presentará esfuerzos de tensión y que en la base se cumple que desde su centro, la posición es menor que  $L/6$ . En los casos que la resultante de fuerzas genere tensión en el suelo, esto se corregirá revisando por ejemplo la geometría. Si la resultante está pasando en el límite del tercio medio, queda a criterio del diseñador, autorizar el diseño o hacer un redimensionamiento. Así, es necesario que este tipo de análisis sea una orientación a incluir en la norma técnica del MOP, respecto al diseño seguro con costos que no sacrifiquen el diseño de la estructura.
- A los constructores y propietarios de pequeños y grandes proyectos de inversión, para ser más competitivos, es necesario realizar la evaluación de costo directo vs. estabilidad del muro de tierra armada o soil nailing, por ejemplo, para condiciones similares al caso de aplicación, para disminuir en lo posible, su costo directo, aproximando los factores de seguridad del talud, a los mínimos requeridos en la norma técnica  $FS_D > 1.5$  y  $FS_{qu} > 3$ , así mismo la longitud de los anclajes hasta donde sea posible acortarlos, reconsiderando la línea de falla supuesta, los cuales estarán regidos por la superficie de falla supuesta en el talud con lo cual se volverá a evaluar sus costos directos y un diseño seguro.

- A las instituciones públicas y privadas y las empresas, que para la mejora de los proyectos de inversión y seguridad de la población salvadoreña, por ejemplo a través de las universidades donde esté la carrera de ingeniería civil, en similitud con este caso de aplicación, ampliar su estudio donde se compare la relación costo vs. seguridad, de un muro de tierra armada o soil nailing contra un muro de concreto armado y de otros tipos como bloque hueco y gavión, para alturas mayores que seis metros, en taludes y laderas, con un estrato de suelo o más, así mismo respecto a condiciones normales predominantes y los extraordinarios como sismos de gran magnitud y excesos de humedad en invierno pleno para suelo favorables para la aplicación de los muros de tierra armada o soil nailing.
- Adoptar criterios de parámetros de buen suelo, para propósitos de muro de tierra armada o soil nailing, las cantidades en la tabla 6.1.

## BIBLIOGRAFIA

- ▀ Lazarte, Carlos A y otros. 2003. Geotechnical Engineering circular No 7 Soil Nailing Walls. Report N° FHWA0-IF-03-017.
- ▀ Cortez Velásquez, Ricardo Enrique y otros. 2004. Manual De Procesos Constructivos y Diseño De Muros De Retención. Trabajo de graduación. Escuela de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Universidad de El Salvador. S. S.
- ▀ Ministerio de Obras Públicas de El Salvador. Norma Técnica Para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes. San Salvador. 1997.
- ▀ Das, Braja M. 1999 Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición.
- ▀ J. Calavera Ruiz, Muros de Contención y muros de Sótano segunda edición 1987
- ▀ J. Porterfield, David M. Cotton, C. Wolschlag, G. Ueblacker. Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls. Report N° FWHA-SA-96-069.
- ▀ James A. Porterfield, David M. Cotton, P.E; R. John Byrne P.E. Soil Nailing Field Inspectors Manual. Report # FHWA-SA-93-068. April 1994.
- ▀ Nilson, Arthur H. 1999. Diseño de estructuras de Concreto cuarta edición
- ▀ Ramírez, Aguirre. Gil Oswaldo y otros. (1996). Manual de Fundaciones de las Estructuras según Tipos de Suelos y Condiciones de Terreno. Trabajo de Graduación. Ing. Civil UES. San Salvador.
- ▀ Barros, J.. (1974). Muros de Contención. 1ª edición. Ediciones CEAC, S.A. España.

- Borja S., Angel. (1992). Muros de Retención, Nuevo Sistema Modular de Construcción. Contención de Taludes Erosionales con un Sistema Agradable y Económicamente Bello. Revista Construcción y Tecnología. N° 55. Pág. 19-20.
- Das, Braja M.. (2001). Fundamentos de Ingeniería de Geotécnica. 4ª edición. Editorial Thomson. México.
- Das, Braja M.. (2001). Principios de Ingeniería de cimentaciones. 4ª edición. Editorial Thomson. México.
- Escobar Tejada, Edna Isabel. (1984). Solución Propuesta para el Tratamiento de Taludes en el Area Metropolitana de San Salvador. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. UES. San Salvador.
- Flores vargas, Lázaro y otros. (1998). Propuesta para los Procedimientos de la Supervisión en la Construcción de Edificios de Concreto Reforzado. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. UES. San Salvador.
- Guzmán Urbina, Mario Angel. (1984). Muros, Determinación de Empujes sobre Muros y Tablestacas. Revista ASIA N° 78.
- Juárez Badillo, Eulalio. (1979). Mecánica de Suelos. 2ª edición. Editorial Limusa, S.A. México. Tomo II.
- Lipka, Joseph. (1965). Computaciones Mecánicas y Gráficas. 6ª edición. Compañía Editorial Continental, S.A. México.
- Meli, Roberto. (1987). Muros de mampostería, Diseño y Construcción de Estructuras de mampostería. Revista IMCYC N° 198. Pág. 52-64.

- Rodríguez De Greiff, Javier. (1996). Muros de retención de Tierra Armada, Sistema de Muros de Retención de Tierra Armada. Revista ISCYC N°1. Pág. 11-14. San salvador.

## **ANEXOS**

**ANEXO 1**

**PRINCIPIOS PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS  
TALUDES APLICANDO ANCLAJES PARA EL ARMADO DE  
LA TIERRA (SUELO) EN DEL MURO O SOIL NAILING.**

## **A.1 Estabilidad Global.**

### **A.1.1 Mecanismos de resistencia.**

La estabilidad global, se refiere a la estabilidad total de la masa de suelo a retener reforzando con anclajes. Como se muestra en la figura A.1, la superficie de deslizamiento pasa detrás y bajo del sistema del muro de soil nailing. En este modo de falla, la masa retenida excede la resistencia proporcionada por el suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y los anclajes, son interceptados.

### **A.1.2 Límite de equilibrio en Análisis de Estabilidad Global.**

La estabilidad global de muros de soil nailing, comúnmente se evalúa usando principios bidimensionales de equilibrio-límite, que también son usados para análisis de estabilidad, convencionales, de la inclinación de taludes, donde, la masa que se desliza, potencialmente, se modela como un bloque rígido, donde se establece y se calcula la fuerza global y el equilibrio de momentos y un factor de seguridad de estabilidad que relaciona la estabilización y los efectos de desestabilización. Con los análisis de estabilidad tradicionales de la inclinación de taludes, se evalúan varias superficies potenciales de falla, hasta la superficie más crítica, obteniendo en su cálculo, por ejemplo, el correspondiente factor de seguridad más bajo tolerado<sup>51</sup>.

### **A.1.3 Análisis Simplificado de Estabilidad Global.**

En la figura A.2, se indica el mecanismo de falla y los elementos de un análisis de estabilidad global para muros de soil nailing.

---

<sup>51</sup> GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7 Soil Nail Walls , pág. 69



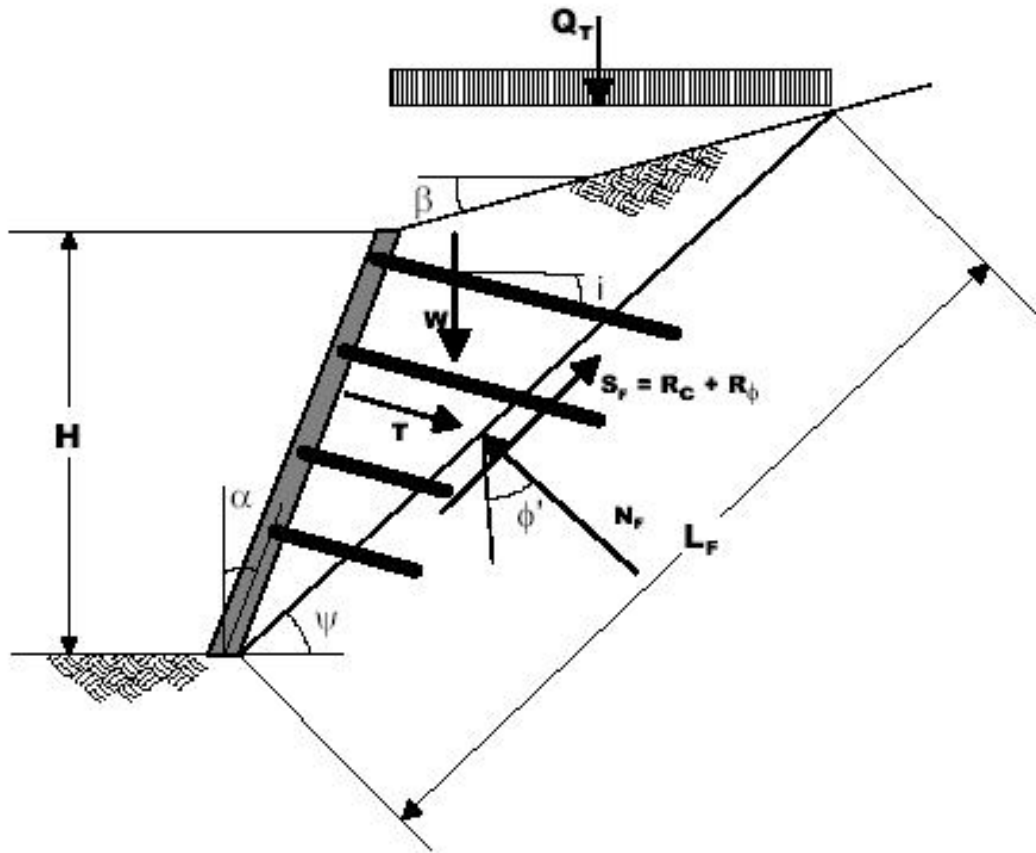


Figura A. 1 Análisis de estabilidad global de muro de soil nailing.

Donde:

$\alpha$ : ángulo de inclinación de paramento externo de pared (desde la vertical);

$\beta$ : ángulo de inclinación de parte superior de terreno;

$\Phi'$ : ángulo de fricción interna del suelo;

$c'$ : cohesión efectiva del suelo;

$\Psi$ : ángulo de inclinación de plano de falla;

$i$ : inclinación de anclaje;

$L_F$ : longitud de plano de falla;

$W$ : peso de masa deslizante;

$Q_T$ : sobrecarga;

$T_{EQ}$ : fuerza equivalente de anclaje;

$N_F$ : fuerza normal en superficie de falla;

$S_F$ : fuerza cortante en superficie de falla;

$R_c$ : componente de cohesión de  $S_F$ ; y

$R_\phi$ : componente de ángulo de fricción interna de  $S_F$ .

Las fuerzas de desestabilización, consisten en las componentes conductoras del peso ( $W$ ) y las de sobrecarga ( $Q$ ). Las fuerzas estabilizadoras, a lo largo de la superficie de falla, son la fuerza transversal ( $S_F$ ) y la fuerza equivalente extensible ( $T_{EQ}$ ). La fuerza  $T_{EQ}$ , es una fuerza resultante que combina el efecto de todos los anclajes instalados, abarcando la altura  $H$ . El factor de seguridad contra la falla global ( $F_{SG}$ ) se expresa como la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas motoras, que actúa tangente al plano potencial de falla, este se calcula con la ecuación A.1 así:

## FALLA DE LA PANTALLA

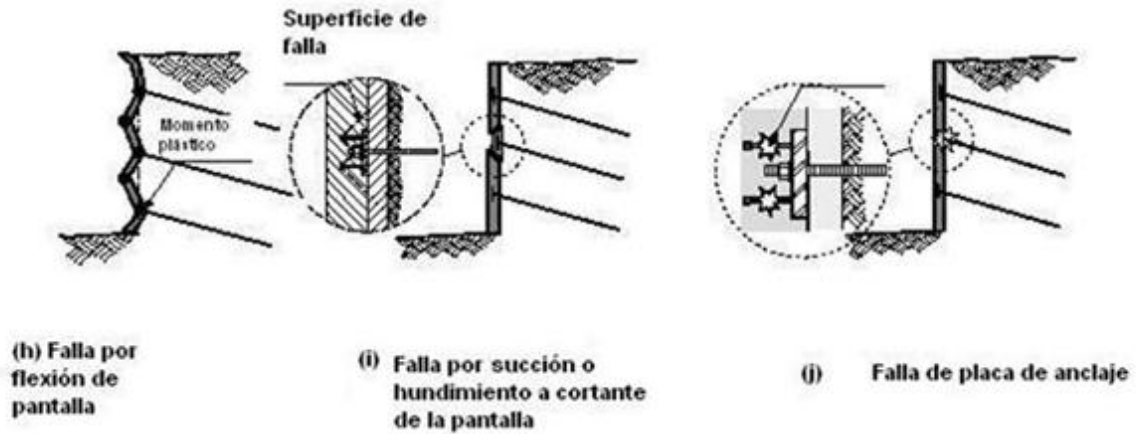


Figura A. 2 Modos de falla del muro de tierra armada o soil nailing.

$$F_{SG} = \frac{\sum \text{fuerza resistentes}}{\sum \text{fuerzas motoras}}, \quad (\text{Ecuación A.1})$$

Las fuerzas normal y tangente en el plano de falla son:

$$\sum \text{Fuerzas normales} = (W + Q_T)\cos\psi + T_{EQ}\cos(\psi - i) - N_F = 0 \quad (\text{Ecuación A.2})$$

$$\sum \text{Fuerzas tangentes} = (W + Q_T)\sin\psi - T_{EQ}\sin(\psi - i) - S_F = 0 \quad (\text{Ecuación A.3})$$

donde:

$$S_F = R_c + R_f = c_m L_s + N_F \tan\phi_m, \quad (\text{Ecuación A.4})$$

$$\tan\phi_m = \frac{\tan\phi'}{F_{SG}}$$

$$c_m = \frac{c'}{F_{SG}}, \quad (\text{Ecuación A.5})$$

$\phi_m$ , es el ángulo de fricción movilizad, y  $c_m$ , es la cohesión movilizad. Un factor de seguridad global ( $F_{SG} = 1.5$ ) se usa para los componentes de fuerza de cohesión y fricción del suelo ( $c'$  y  $\tan\phi'$ , respectivamente).

### A.1.3.1 Deslizamiento.

El análisis de estabilidad por deslizamiento considera la capacidad del muro de soil nailing para resistir el deslizamiento a lo largo de la base del sistema retenido, en respuesta a presiones laterales de tierra detrás de los anclajes. La falla por deslizamiento puede ocurrir cuando las presiones adicionales laterales de la tierra, movilizadas por la excavación, exceden la resistencia del deslizamiento a lo largo de la base (Fig. A.3), similar a evaluar la estabilidad de estructuras de retención por gravedad, con las teorías de Coulomb o Rankine, debido a las presiones laterales de tierra, esto mismo puede ser aplicado para evaluar la estabilidad al deslizamiento del muro de soil nailing. Una vez más, el sistema de muro de soil nailing se modela como un bloque rígido contra el cual las presiones laterales de la tierra son aplicadas detrás del suelo retenido. El bloque rígido aquí, está definido por una superficie casi horizontal, por la base de la pared, que se extiende detrás de los anclajes (Fig. A.3). Se asume, que los desplazamientos del bloque de suelo a lo largo de su base son bastante grandes para movilizar la presión activa detrás del bloque. El factor de seguridad contra el deslizamiento ( $FS_{SL}$ ) se calcula como el cociente entre las fuerzas resistentes horizontales ( $\Sigma R$ ) y las fuerzas aplicadas horizontales ( $\Sigma D$ ), así:

$$FS_G = \frac{\Sigma R}{\Sigma D} \quad , \quad \text{(Ecuación A.6)}$$

donde:

$$\Sigma R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \text{sen} \beta) \tan \phi_b \quad , \quad \text{(Ecuación A.7)}$$

$$\Sigma D = P_A \cos \beta \quad , \quad \text{(Ecuación A.8)}$$

La presión lateral activa ( $P_A$ ) se define así:

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A \quad , \quad (\text{Ecuación A.9})$$

Los términos en las ecuaciones anteriores y en la (Fig. A.3) son identificados así:

H: altura de pared;

$\Delta H$ : diferencial de altura de pared (si está presente);

$\beta$ : ángulo de inclinación de parte superior de terreno;

$\beta_{eq}$ : ángulo equivalente de inclinación (para inclinaciones quebradas en la parte superior del talud)  $\beta_{eq} = \tan^{-1} \Delta H/H$ , para inclinaciones infinitas  $\beta_{eq} = \beta$ );

$\alpha$ : ángulo de inclinación de paramento externo de pared (desde la vertical);

$\theta$ : ángulo de inclinación de paramento externo de pared (desde la horizontal);

$c_b$ : fuerza de cohesión de suelo a lo largo de la base;

$B_L$ : longitud de la superficie de falla horizontal donde  $c_b$  está actuando efectivamente;

W: peso del bloque de soil nailing;

$Q_D$ : porción permanente de sobrecarga total  $Q_T$ ;

$\Phi'_b$ : ángulo efectivo de fricción interna de la base;

$\Phi'$ : ángulo de fricción interna del suelo atrás del bloque de suelo;

$\delta$ : ángulo de fricción de interfaz del suelo de la pared (para inclinaciones quebradas en la parte superior del talud,  $\delta = \beta_{eq}$ , para inclinaciones infinitas,  $\delta = \beta$ );

$\gamma$ : peso específico unitario de masa de suelo;

$H_1$ : altura efectiva sobre la cual actúa la presión de tierra [ $H_1 = H + (B + \tan\alpha) \tan \beta_{eq}$ ];

$K_A$ : coeficiente de presión activa para el suelo atrás del muro de soil nailing.

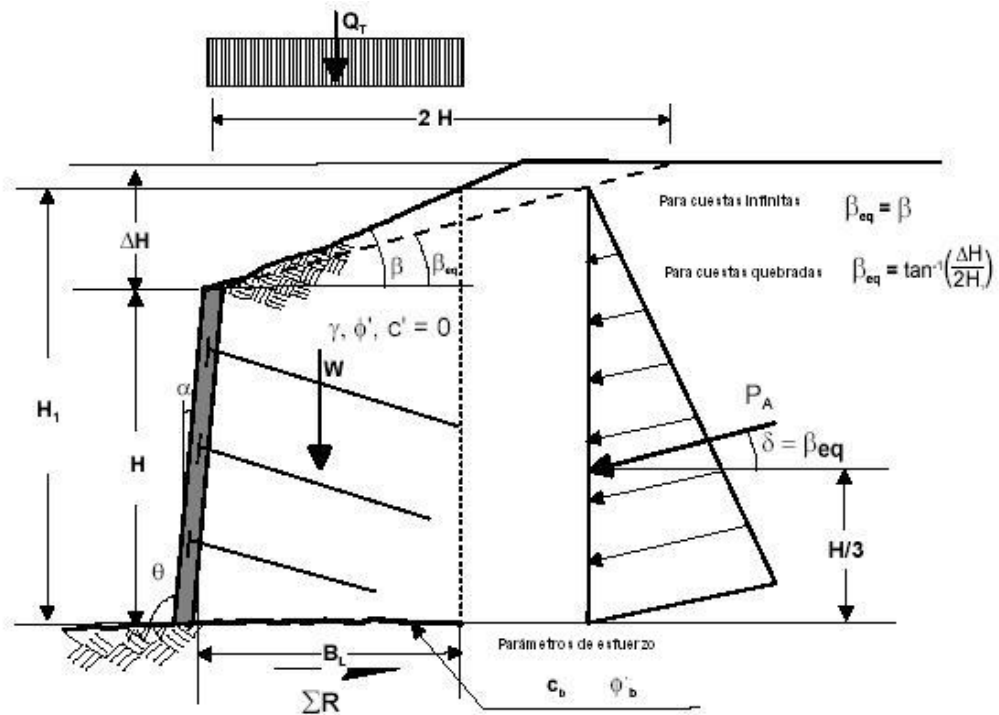


Figura A. 3 Estabilidad por deslizamiento de un muro de soil nailing.

El coeficiente de presión activa,  $K_A$ , puede ser obtenido usando la fórmula derivada de la teoría general de Coulomb o la teoría Rankine para suelos cohesivos, asumiendo la cohesión efectiva del suelo detrás de la pared  $c' = 0$ , en la condición de carga a largo plazo.

Según la teoría de Coulomb:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi')}{\text{sen}^2 \text{sen}(\theta - \phi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\theta + \phi) \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\theta - \phi) \text{sen}(\phi + \beta)}} \right]^2} \quad , \quad \text{(Ecuación A.10)}$$

donde, los parámetros de  $K_A$  han sido definidos previamente.

En la teoría de Rankine para muros, con ángulo  $\alpha < 8^\circ$  y suelo seco, inclinado detrás del muro, el coeficiente de presión activa de la tierra es:

$$K_A = \left[ \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}} \right] \quad , \quad (\text{Ecuación A.11})$$

Para el caso simple de un muro vertical (por ejemplo,  $\alpha = 0^\circ$  ó  $\theta = 90^\circ$ ), con terreno horizontal seco (por ejemplo  $\beta = 0^\circ$ ) detrás de la pared, la teoría de Rankine proporciona el coeficiente de presión activa de la tierra, simplemente con la expresión siguiente:

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad , \quad (\text{Ecuación A.12})$$

### **A.1.3.2 Capacidad de carga.**

Cuando un muro de soil nailing se construye en una excavación donde los suelos son de granos finos, suaves, porque el muro no se extiende debajo del extremo inferior de la excavación (rasante de la excavación), la carga desequilibrada causada por la excavación pueden provocar que el fondo de la excavación se levante y aparezca una falla de capacidad de carga de la fundación (Fig. A.5a).

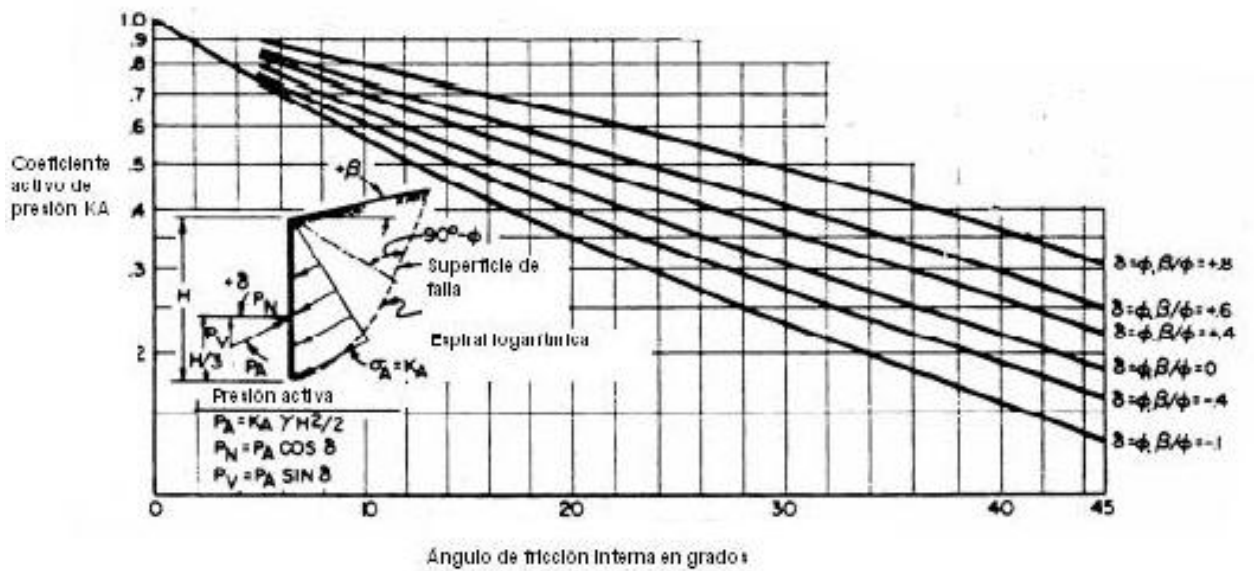
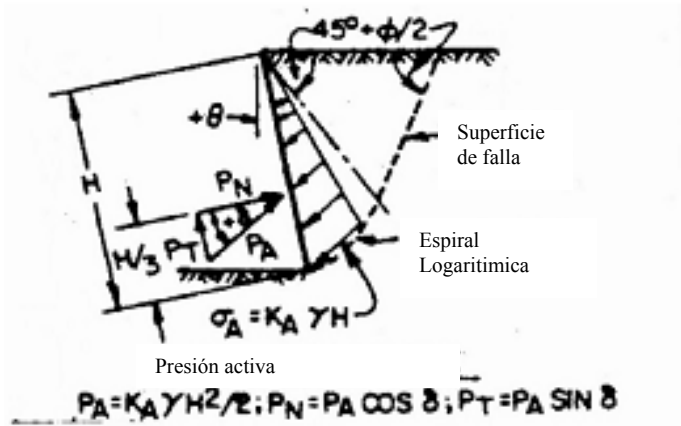
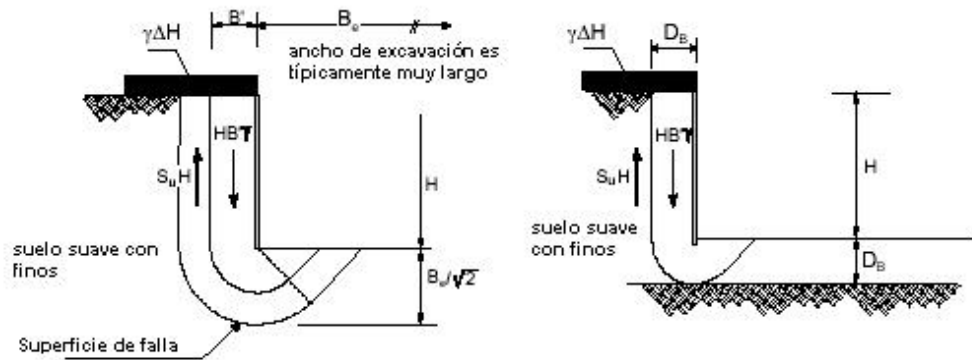
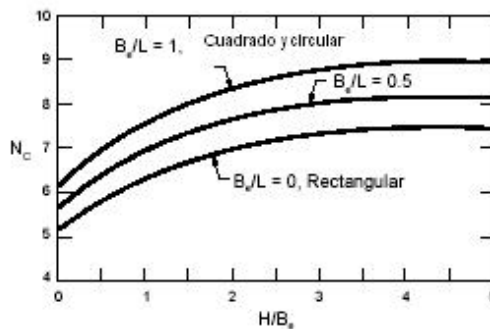


Figura A. 4 Efecto del ángulo de inclinación sobre el coeficiente de presión activa.





a) Depósito profundo de suelo suave con finos



H = Profundidad de excavación.  
 B<sub>e</sub> = Ancho de excavación.  
 L = Longitud de excavación.

c) Factor para capacidad de porte N<sub>c</sub>

Figura A. 5 Análisis de capacidad de carga.

Las ecuaciones para evaluar el potencial de empuje en el fondo de las excavaciones de las fundaciones de los muros de soil nailing pueden ser usadas para analizar este modo de falla. El factor de seguridad contra empuje (FS<sub>H</sub>) (según Terzaghi)<sup>52</sup>, es:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left( \gamma - \frac{S_u}{B'} \right)}, \quad (\text{Ecuación A.13})$$

donde, estos términos y los términos en la (Fig. A.5) están definidos así:

S<sub>u</sub> : esfuerzo no drenado del suelo;

N<sub>c</sub> : factor de capacidad de porte;

<sup>52</sup> Adaptado de Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls , pág. 76

$\gamma$  : peso unitario del suelo detrás de la pared;

H : altura de la pared;

$H_{eq}$  : altura equivalente de la pared =  $H + \Delta H$ , con  $\Delta H$  como una carga equivalente; y

$B'$  : anchura de fluencia,  $B' = B_e / \sqrt{2}$ , donde  $B_e$  = ancho de excavación.

Los factores de seguridad contra el empuje para muros de soil nailing deberían ser seleccionados para ser compatibles con los típicamente usados para el análisis de empuje en el fondo de excavaciones. En general,  $FS_H$  puede ser adoptado como 2.5 y 3 para muros temporales y permanentes, respectivamente. Como la gran mayoría de muros de soil nailing no están contruidos en suelos suaves de grano fino, este modo de falla no es crítico para la mayor parte de proyectos<sup>53</sup>.

### **A.1.3.3 Consideraciones sísmicas en la estabilidad global.**

En el análisis de estabilidad de muros, hechos de soil nailing, se aplica el método pseudo-estático, que simula un terremoto, las fuerzas de inercia variarán en el tiempo, actuando dentro de un bloque rígido que se desliza potencialmente, estas se substituyen por una fuerza equivalente, fuerza pseudo-estática ( $F_{in}$ ), que actúa en el centro de gravedad del bloque analizado. En estos casos, las componentes horizontales y verticales ( $F_{inh}$  y  $F_{inv}$ , respectivamente) se expresan como sigue:

$$F_{inh} = k_h W \quad , \quad \text{(Ecuación A.14)}$$

$$F_{inv} = k_v W \quad , \quad \text{(Ecuación A.15)}$$

donde:

---

<sup>53</sup> Adaptado de Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls , pág.77

W: peso del bloque;

$K_h$ : coeficiente sísmico adimensional horizontal; y

$K_v$ : coeficiente sísmico adimensional vertical.

Los coeficientes  $k_h$  y  $k_v$ , están relacionados con las componentes horizontales y verticales de aceleración del terreno, respectivamente.

El coeficiente  $k_h$ , es una fracción de la aceleración normalizada horizontal ( $A_m$ ), que actúa en el centroide de la masa de suelo (AASHTO, 1996).  $A_m$  es una función del coeficiente de aceleración del terreno normalizado ( $A$ ), que es la aceleración máxima normalizada del terreno por la aceleración de gravedad ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ), y está definido como:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (\text{Ecuación A.16})$$

Los valores de  $A$  dependen del ajuste regional tectónico y son obtenidos de mapas sísmicos. Para El Salvador, el valor de  $A$  está dado por la tabla A.1:

Tabla A. 1 factor A de zonificación sísmica<sup>54</sup>.

ZONA	FACTOR (adimensional)
1	0.4
2	0.3

#### A.1.3.4 Selección de coeficientes sísmicos.

En estructuras flexibles como los muros hechos de soil nailing, los coeficientes sísmicos relacionados con el desplazamiento sísmico inducido al muro son los siguientes:

---

<sup>54</sup> Norma técnica para diseño por sismo, El Salvador, pág. 17.

Las expresiones siguientes en SI y unidades inglesas respectivamente, pueden ser utilizadas para estimar el coeficiente horizontal como una función de tolerancia sísmica inducida, como un movimiento lateral del muro de soil nailing ( $d_e$ ), antes de que ocurra cualquier deslizamiento del muro/bloque. Se aplican las expresiones siguientes:

$$K_h = 1.66A_m \left( \frac{A_m}{d_e[\text{mm}]} \right)^{0.25} \quad (\text{Ecuación A.17})$$

$$K_h = 0.74A_m \left( \frac{A_m}{d_e[\text{pulg}]} \right)^{0.25} \quad (\text{Ecuación A.18})$$

donde:

$K_h$ : coeficiente sísmico horizontal adimensional.

La tolerancia sísmica inducida, depende del tipo de muro y el servicio que este provea. Las ecuaciones anteriores deberían ser usadas sólo para  $25\text{mm} \leq d_e \leq 200\text{ mm}$  ( $1\text{ pulg} \leq d_e \leq 8\text{ pulg}$ ), con los valores más típicos de  $d_e$  entre  $50\text{mm}$  a  $100\text{ mm}$  ( $2$  a  $4\text{ pulg}$ ). La selección de la deformación más pequeña tolerable, sísmicamente, causa coeficientes sísmicos más grandes, que causan longitudes de anclajes más grandes. Es recomendable que la ecuación 3.17 y 3.18 no deben ser aplicadas cuando:

- La aceleración del terreno  $A$  es mayor ( $\geq 0.3$ );
- El muro tiene una geometría compleja, por ejemplo la distribución de la masa abrupta;
- La altura del muro de soil nailing sea mayor que aproximadamente  $15\text{ m}$  ( $45\text{ pies}$ ).

En general, es aceptable elegir un coeficiente sísmico para muros de soil nailing entre:

$$k_h = 0.5A_m \text{ a } 0.67A_m \quad (\text{Ecuación A.19})$$

#### **A.1.3.4.1 Efectos sísmicos en la estabilidad por deslizamiento.**

El empuje total activo ( $P_{AE}$ ), durante un terremoto, debido a presiones de tierra detrás del bloque de suelo debe ser considerado. Esta fuerza, es la combinación de las presiones activas laterales estáticas y dinámicas que son inducidas por las fuerzas inerciales. Cuando se consideran fuerzas de equilibrio por deslizamiento, esto aumenta la fuerza lateral de la tierra que debe ser retenida respecto a la fuerza estática,  $P_A$ , en la suma de fuerzas motoras,  $\Sigma D$ , presentada en la Ecuación A.8.

La fuerza lateral de la tierra, incluyendo efectos sísmicos, puede ser evaluada usando el método Mononobe-Okabe (M-O), que es una extensión de la teoría de Coulomb (Mononobe, 1929; Okabe, 1926). El método M-O asume que:

- El empuje total activo  $P_{AE}$  actúa detrás de la pared;
- El muro soil nailing forma un bloque rígido (la aceleración del terreno se transmite totalmente al sistema);
- El movimiento de la pared induce condiciones de presiones activas de la tierra detrás del bloque (el suelo detrás del muro "cede"); y
- El suelo detrás del muro se drena, (por ejemplo, presiones de poro de exceso y efectos hidrodinámicos, se toman en cuenta para muros de soil nailing).

El empuje total activo,  $P_{AE}$ , actuando detrás del bloque de soil nailing, se expresa en su caso más general, según Ebeling y Morrison, 1992, por la expresión siguiente:

$$P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H_1} \left[ \frac{\cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \right] \right\} \quad , \quad (\text{Ecuación A.20})$$

donde:

$\gamma$  : peso unitario del suelo atrás del bloque;

$H_1$ : altura efectiva de la masa de suelo que considera la inclinación del terreno;

$k_v$ : coeficiente sísmico vertical;

$K_{AE}$ : coeficiente de presión activa total (estática y dinámica); y

$q_s$ : carga superficial distribuida.

En el caso general de un talud (Fig. A.6), el coeficiente de presión activo total, puede ser calculado usando la fórmula del método M-O:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \alpha')}{\cos \omega \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta + \omega) D} \quad , \quad (\text{Ecuación A.21})$$

donde:

$\Phi$ : ángulo de fricción interno del suelo atrás de la pared;

$\alpha$ : ángulo (desde la vertical) de la cara interna de la pared;

$\beta$ : ángulo de inclinación;

$\delta$ : ángulo de fricción interface suelo-pared; y

$\omega$ : ángulo que relaciona los coeficientes sísmicos horizontales y verticales, calculada como:

$$\omega = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad , \quad (\text{Ecuación A.22})$$

y  $D$ , se define como:

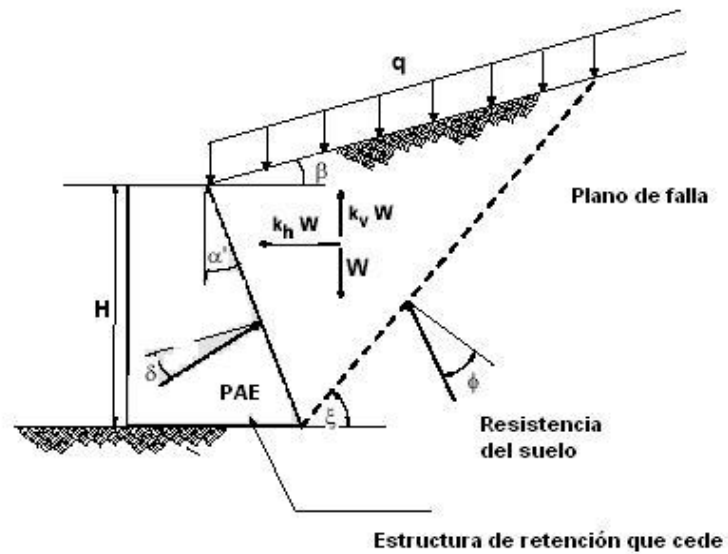


Figura A. 6 Geometría del talud en el método de Mononobe Okabe.

$$D = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \omega) \cos(\beta - \alpha')}} \right]^2 \quad (\text{Ecuación A.23})$$

El plano de falla detrás de la pared, está orientado en un ángulo  $\xi$  desde la horizontal, que está definido como:

$$\xi = \varphi - \omega + \rho^* \quad (\text{Ecuación A.24})$$

donde:

$$\rho^* = \tan^{-1} \left[ \sqrt{\frac{A(A^2 + 1)(A + B) - A^2}{1 + B(A^2 + 1)}} \right] \quad (\text{Ecuación A.25})$$

Con:

$$A = \tan(\varphi - \omega - \beta) \quad (\text{Ecuación A.26})$$

$$B = \tan(\delta + \omega + \beta) \quad (\text{Ecuación A.27})$$

El coeficiente de presión total activo  $K_{AE}$ , también puede ser estimado de la Figura A.6, la cual está basada en la solución generalizada del método M-O.

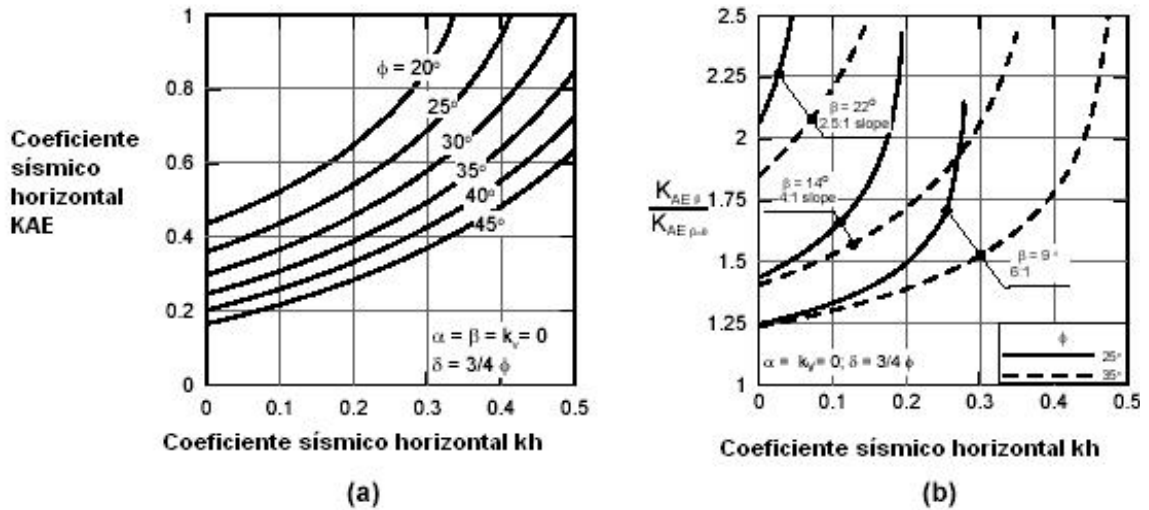


Fig. A.7 Coeficientes de presión totales activos: (a) inclinación horizontal, y (b) corrección para inclinación no horizontal.

La figura A.7a muestra la variación del coeficiente de presión total activo como una función del coeficiente sísmico horizontal y el ángulo de fricción interna del suelo, para los valores de  $\Phi$ , en los límites de  $20^\circ$  a  $45^\circ$ , para inclinación horizontal y  $\delta = 0.75 \Phi$ . La figura A.6b presenta una corrección para el coeficiente de presión total activo cuando el ángulo de inclinación no es horizontal.

#### A.1.4 Modalidades de falla interna, en los muros de tierra armada o soil nailing.

Los modos de falla interna se refieren a la falla en los mecanismos de transferencia de carga entre el suelo, el anclaje, y la lechada. Los anclajes en el suelo desarrollan fuerzas de fricción entre la lechada y el suelo circundante. Dependiendo del límite de resistencia a la tracción del anclaje, la longitud de este y la fuerza de fricción, las distribuciones de



tensión varían y los modos diferentes de falla internos pueden ocurrir. Los modos típicos de falla interna relacionados con el anclaje son:

- Falla por deslizamiento del anclaje: es una falla a lo largo de la interfaz de lechada de suelo, debida a la fuerza resistente a esta.
- Falla por adherencia de la lechada: la fuerza a lo largo de la lechada y la interfaz de barra de acero, se deriva principalmente del bloqueo mecánico de lechada entre las protuberancias "y los valles" de la superficie del anclaje corrugado. El bloqueo mecánico o trabazón de estos, proporciona la resistencia significativa cuando las barras corrugadas interactúan con la lechada y es insignificante en el caso que se usen barras lisas (no recomendable). La práctica más común y recomendada siempre es, el empleo de barras corrugadas, ya que estas reducen el potencial para el deslizamiento entre el anclaje y la lechada.
- Falla por extensión del anclaje: el anclaje puede fallar por tracción al exceder el límite de resistencia a la tracción de éste.
- Falla por doblamiento y cortante del anclaje: los anclajes trabajan predominantemente a tracción, generando esfuerzos de tracción. Las resistencias, a momento y cortante, de los anclajes, son generadas sólo después que los desplazamientos relativamente grandes han ocurrido a lo largo de la superficie de deslizamiento.

#### A.1.4.1 Falla por deslizamiento del anclaje.

Este es el modo de falla primario en un muro de soil nailing. Este modo de falla puede ocurrir cuando la capacidad de resistencia del anclaje por unidad de longitud es inadecuada y la longitud del anclaje es insuficiente. En general, la resistencia por unidad de longitud,  $Q$ , (también llamada tasa de transferencia de carga) puede ser expresada como:

$$Q = \pi q D_{DH} , \quad (\text{Ecuación A3.28})$$

donde:

$q$ : es el esfuerzo de tensión generado, que actúa alrededor del perímetro de la interfaz suelo-anclaje; y

$D_{DH}$ : diámetro promedio (o efectivo) del agujero del anclaje.

Considerando un segmento de anclaje unitario sujeto a una fuerza de tensión,  $T_o$ , de inicio a fin, y aplicando el equilibrio de fuerzas a lo largo de la longitud diferencial del anclaje mostrado en la figura A.7, la fuerza de tensión puede ser relacionada con el esfuerzo por cortante como sigue:

$$dT = \pi D_{DH} q dx = Q dx \quad (\text{Ecuación A.29})$$

Esta ecuación representa el mecanismo de transferencia entre los esfuerzos sobre la interfaz suelo anclaje, a fuerzas de tensión en la barra de anclaje. En general, la fuerza de tracción ( $T$ ) a una distancia " $x$ " a lo largo de la barra es:

$$T(x) = \int_0^x D_{DH} q dx = \int_0^x Q dx \quad (\text{Ecuación A.30})$$

Las distribuciones reales de esfuerzos de cortante (y tasas de transferencia de carga) no son uniformes, como se ilustra en la figura A.7, depende de factores como la longitud de anclaje, la magnitud de la fuerza de tensión aplicada, características de la lechada, y condiciones del suelo. Como una simplificación, la fuerza de fricción, a menudo se asume constante a lo largo del anclaje, que causa una tasa de transferencia de carga constante,  $Q$ . Por consiguiente, la fuerza del anclaje  $T_{L_p}$  al final de la longitud de retiro,  $L_p$ , es:

$$T_{L_p} = T_0 = QL_p \quad (\text{Ecuación A.31})$$

La capacidad por deslizamiento,  $R_p$ , es movilizada cuando la fuerza de obligación última se sobrepasa después de alcanzar el valor de  $T_{\text{máx}} = R_p$

$$R_p = T_{\text{máx}} = Q_u L_p \quad (\text{Ecuación A.32})$$

con:

$$Q_u = \pi q_u D_{DH} \quad (\text{Ecuación A.33})$$

donde:

$Q_u$ : capacidad por desprendimiento por unidad de longitud; y

$q_u$ : esfuerzo último.

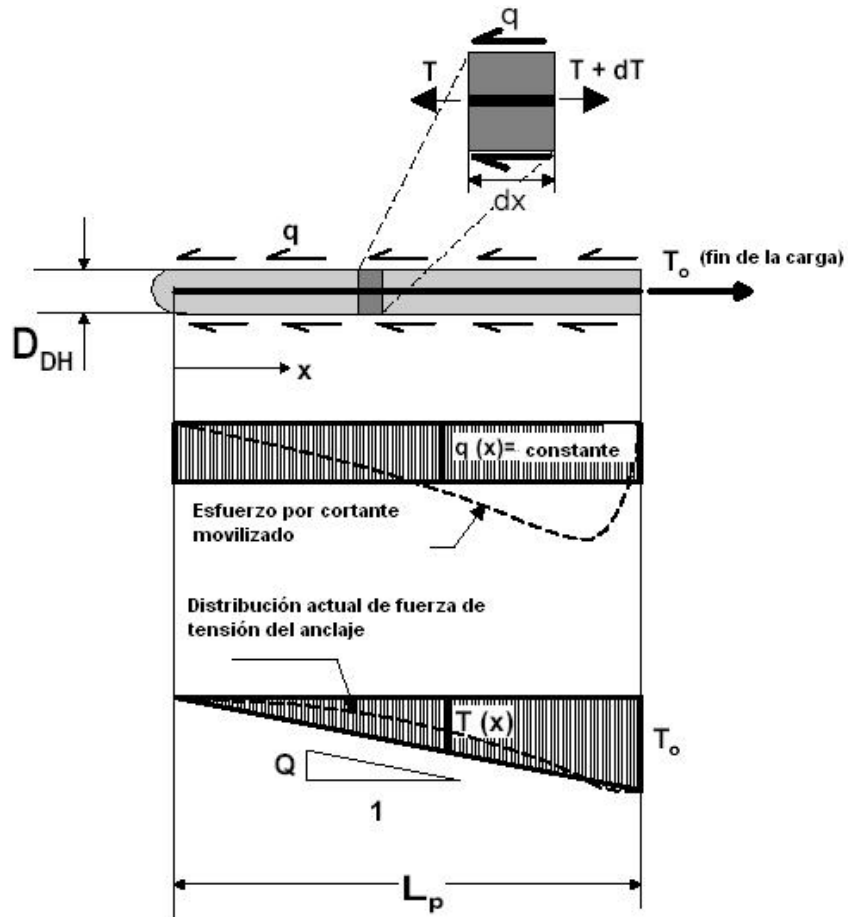


Figura A. 7 Modos de transferencia de esfuerzos en anclaje (unitario)

$$q_{ALL} = \frac{q_u}{FS_p} \quad (\text{Ecuación A.34})$$

$$R_{PALL} = \frac{R_p}{FS_p} \quad (\text{Ecuación A.35})$$

$FS_p$  es el factor de seguridad contra la falla por deslizamiento del anclaje. En general, el factor de seguridad mínimo, recomendable, es de 2 ( $FS_p \geq 2.0$ ) ver tabla A.2

#### **A.1.4.2 Falla por deslizamiento de la pantalla.**

Los modos de fallas potenciales, más comunes, en la conexión de la cabeza de anclaje y la pantalla se indican en la figura A.8 como sigue:

- Falla por flexión, debida al doblamiento excesivo, sobrepasando la capacidad a la flexión de la pantalla.
- Falla por perforación a cortante de la pantalla, ocurre en el revestimiento, alrededor de los anclajes, y debería ser evaluado para revestimientos temporales y los permanentes.
- Falla de placa de anclaje, es una falla de los tachones encabezados en la tensión. Este modo de falla es sólo una preocupación para revestimientos permanentes.

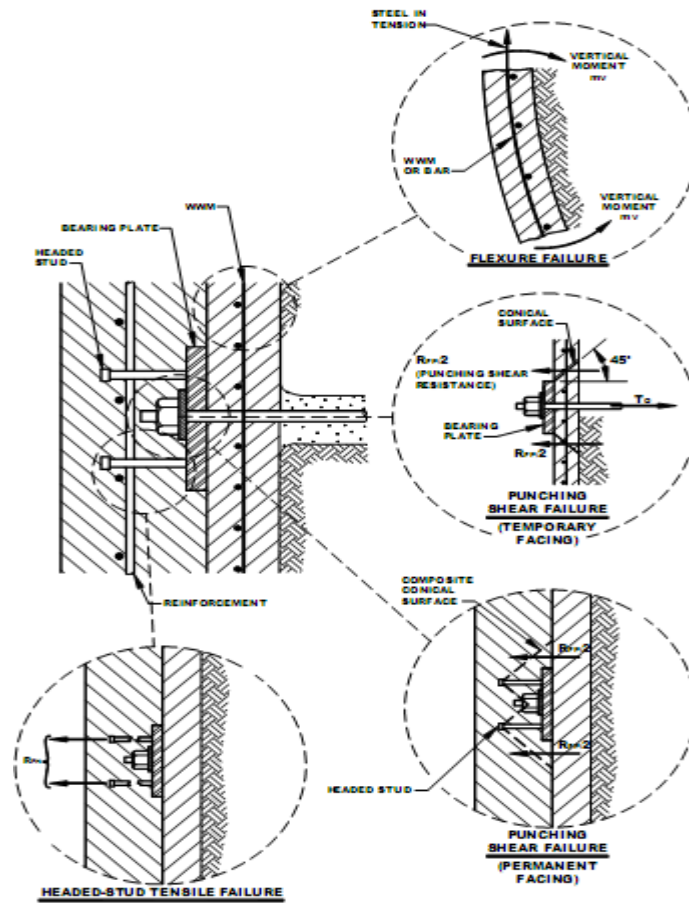


Figure 5.16: Facing Connection Failure Modes.

Figura A. 8 Falla por deslizamiento de pantalla.

Para cada modos de falla, la cabeza del anclaje debe ser diseñada para la máxima tensión en la cabeza del anclaje, en la pantalla del muro. También, se diseñarán para alcanzar las capacidades de diseño con los factores de seguridad adecuados (Tabla A.2), dimensiones apropiadas, capacidad de carga y refuerzo de la pantalla, los cuales deben ser adecuados para los elementos de la placa de anclaje (placa, pernos, etc.); para los potenciales modos de falla.

Tabla A. 2 Factores de seguridad mínimos recomendados para el diseño de los muros de tierra armada o soil nailing.

Modo de falla	Componente de resistencia	Símbolo	Factores mínimos de seguridad recomendados		
			Cargas estáticas <sup>(1)</sup>		Cargas sísmicas (estructuras permanentes y temporales)
			Estructura temporal	Estructura permanente	
Estabilidad externa	Estabilidad global	FS <sub>G</sub>	1.35	1.5 <sup>(1)</sup>	1.1
	Estabilidad global (excavación)	FS <sub>G</sub>	1.2-1.3 <sup>(2)</sup>		NA
	Estabilidad de deslizamiento	FS <sub>SL</sub>	1.3	1.5	1.1
	Capacidad de porte	FS <sub>H</sub>	2.5 <sup>(3)</sup>	3.0 <sup>(3)</sup>	2.3 <sup>(5)</sup>
Estabilidad interna	Resistencia al desprendimiento	FS <sub>P</sub>	2.0		1.5
	Esfuerzo a tensión del anclaje	FS <sub>T</sub>	1.8		1.35
Fuerza en la pantalla	Flexión de la pantalla	FS <sub>FF</sub>	1.35	1.5	1.1
	Cortante en la pantalla	FS <sub>FP</sub>	1.35	1.5	1.1

Notas: (1) Para estructuras no críticas, permanentes, algunas agencias pueden aceptar un diseño para cargas estáticas y condiciones a largo plazo con FS<sub>G</sub> = 1.35 cuando haya menos incertidumbre, debido a la información geotécnica suficiente y la experiencia acertada local sobre funcionamiento correcto del muro de tierra armada.

(2) El segundo juego de factores de seguridad para la estabilidad global corresponde al caso de los levantamientos de excavación temporales que son inapoyados para hasta 48 horas antes de que los anclajes sean instalados. El valor más grande puede ser aplicado a estructuras más críticas o cuando haya más incertidumbre debido a malas o inapropiadas condiciones de suelo.

(3) Los factores de seguridad para la capacidad de carga portante son aplicables usando las ecuaciones de capacidad portantes estándar.

\* Usando programas de análisis de estabilidad para evaluar estos modos de falla, por ejemplo el programa GOLDNAIL Y SNAIL. Los factores de seguridad para la estabilidad global se logran ágilmente.



**ANEXO 2**

**ESTUDIO DE SUELOS DE UNA MUESTRA INSITU DEL  
INTERCAMBIADOR AUTOPISTA COMALAPA, RAMPA F, Y  
CARRETERA HACIA LOS PLANES DE RENDEROS.**



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
ASTM D 2850

Solicita: ERICK ALEXANDER RIVAS  
Proyecto: INTERCAMBIADOR AUTOPISTA A COMALAPA

N° de solicitud: 89-2009

Hoja No: 1/5

Fecha: 24 de Marzo de 2009.

Ubicación: SAN SALVADOR.

Laboratorista: José Landaverde / C. Morataya.

Elaboró: Raquel Martínez

Ensayo No: 1  
Clasificación: Suelo café claro con 64% de arena media.

Muestra No. : 1  
Especimen No: 1

Datos de la muestra:	
Lado (cm):	10.0
Altura (cm.):	2.94
Area (cm <sup>2</sup> ):	100.8
Volumen (cm <sup>3</sup> ):	294.0
Peso de muestra (g):	419
Densidad (g/cm <sup>3</sup> ):	1.43
Humedad de muestra (w%):	14.4

Datos del ensayo:	
Carga Normal (Kg):	13
Veloc.de corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.129
Cte. del anillo de carga (Kg/u):	0.48350
Cte. de deformímetro (mm/u):	0.025

Tiempo (s)	Lectura del defomímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
15	11	10	0.3	5.32	0.053
30	16	20	0.5	7.74	0.077
45	21	30	0.8	10.15	0.101
60	27	40	1.0	13.05	0.130
75	34	50	1.3	16.44	0.163
90	39	60	1.5	18.86	0.187
105	44	71	1.8	21.27	0.211
120	50	80	2.0	24.18	0.240
135	53	90	2.3	25.63	0.254
150	56	100	2.5	27.08	0.269
165	58	110	2.8	28.04	0.278
180	60	120	3.0	29.01	0.288
195	60	130	3.3	29.01	0.288

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE  
JEFE DEL LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"  
Escuela de INGENIERIA CIVIL



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
ASTM D 2850

Solicita: **ERICK ALEXANDER RIVAS**  
Proyecto: **INTERCAMBIADOR AUTOPISTA A COMALAPA**

N° de solicitud: **89-2009**  
Hoja No: **2/5**  
Fecha: **24 de Marzo de 2009.**

Ubicación: **SAN SALVADOR.**

Laboratorista: **José Landaverde / C. Morataya.**

Ensayo No: **1** Muestra No. : **1**

Clasificación : **Suelo café claro con 64% de arena media.** Especimen No: **2**

Elaboró: **Raquel Martínez**

Datos de la muestra:	
Lado (cm):	10.0
Altura (cm.):	2.97
Area (cm <sup>2</sup> ):	100.8
Volumen (cm <sup>3</sup> ):	299.4
Peso de muestra (g):	416.7
Densidad (g/cm <sup>3</sup> ):	1.39
Humedad de muestra (w%):	14.20

Datos del ensayo:	
Carga Normal (Kg):	18.0
Veloc.de corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.179
Cte. del anillo de carga (Kg/u):	0.48350
Cte. De defor (mm/u):	0.0254

Tiempo (s)	Lectura del defomímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
15	11	10	0.3	5.32	0.053
30	28	20	0.5	13.54	0.134
45	40	30	0.8	19.34	0.192
60	48	40	1.0	23.21	0.230
75	55	51	1.3	26.59	0.264
90	61	60	1.5	29.49	0.293
105	66	70	1.8	31.91	0.317
120	68	80	2.0	32.88	0.326
135	69	90	2.3	33.36	0.331
150	69	100	2.5	33.36	0.331
165	69	110	2.8	33.36	0.331

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE  
JEFE DEL LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"  
Escuela de INGENIERIA CIVIL





UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
 ASTM D 2850

Solicita: ERICK ALEXANDER RIVAS  
 Proyecto: INTERCAMBIADOR AUTOPISTA A COMALAPA

N° de solicitud: 89-2009  
 Hoja No: 3/5  
 Fecha: 24 de Marzo de 2009.

Ubicación: SAN SALVADOR.

Laboratorista: José Landaverde / C. Morataya.  
 Elaboró: Raquel Martínez

Ensayo No: 1  
 Clasificación: Suelo café claro con 64% de arena media.

Muestra No. : 1  
 Especimen No: 3

Datos de la muestra:	
Lado (cm):	10.0
Altura (cm.):	2.94
Area (cm <sup>2</sup> ):	100.6
Volumen (cm <sup>3</sup> ):	295.8
Peso de muestra (g):	422.4
Densidad (g/cm <sup>3</sup> ):	1.43
Humedad de muestra (w%):	15.0

Datos del ensayo:	
Carga Normal (Kg):	21.0
Veloc.de corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.209
Cte. del anillo de carga (Kg/u):	0.48350
Cte. De defor (mm/u):	0.0254

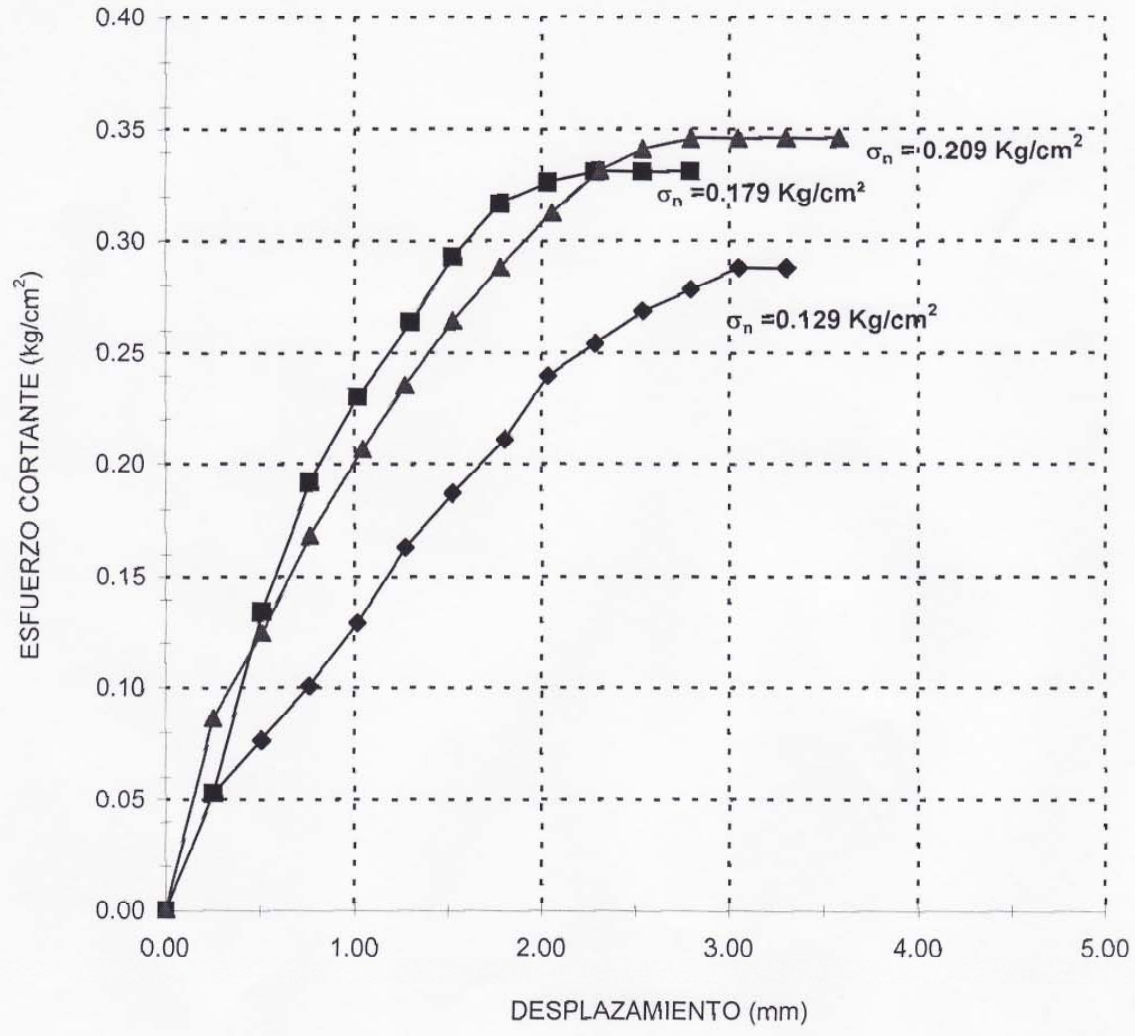
Tiempo (s)	Lectura del defomímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
15	18	10	0.3	8.70	0.087
30	26	20	0.5	12.57	0.125
45	35	30	0.8	16.92	0.168
60	43	41	1.0	20.79	0.207
75	49	50	1.3	23.69	0.235
90	55	60	1.5	26.59	0.264
105	60	70	1.8	29.01	0.288
120	65	81	2.1	31.43	0.312
135	69	91	2.3	33.36	0.332
150	71	100	2.5	34.33	0.341
165	72	110	2.8	34.81	0.346
180	72	120	3.0	34.81	0.346
195	72	130	3.3	34.81	0.346
210	72	141	3.6	34.81	0.346

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE  
 JEFE DEL LABORATORIO

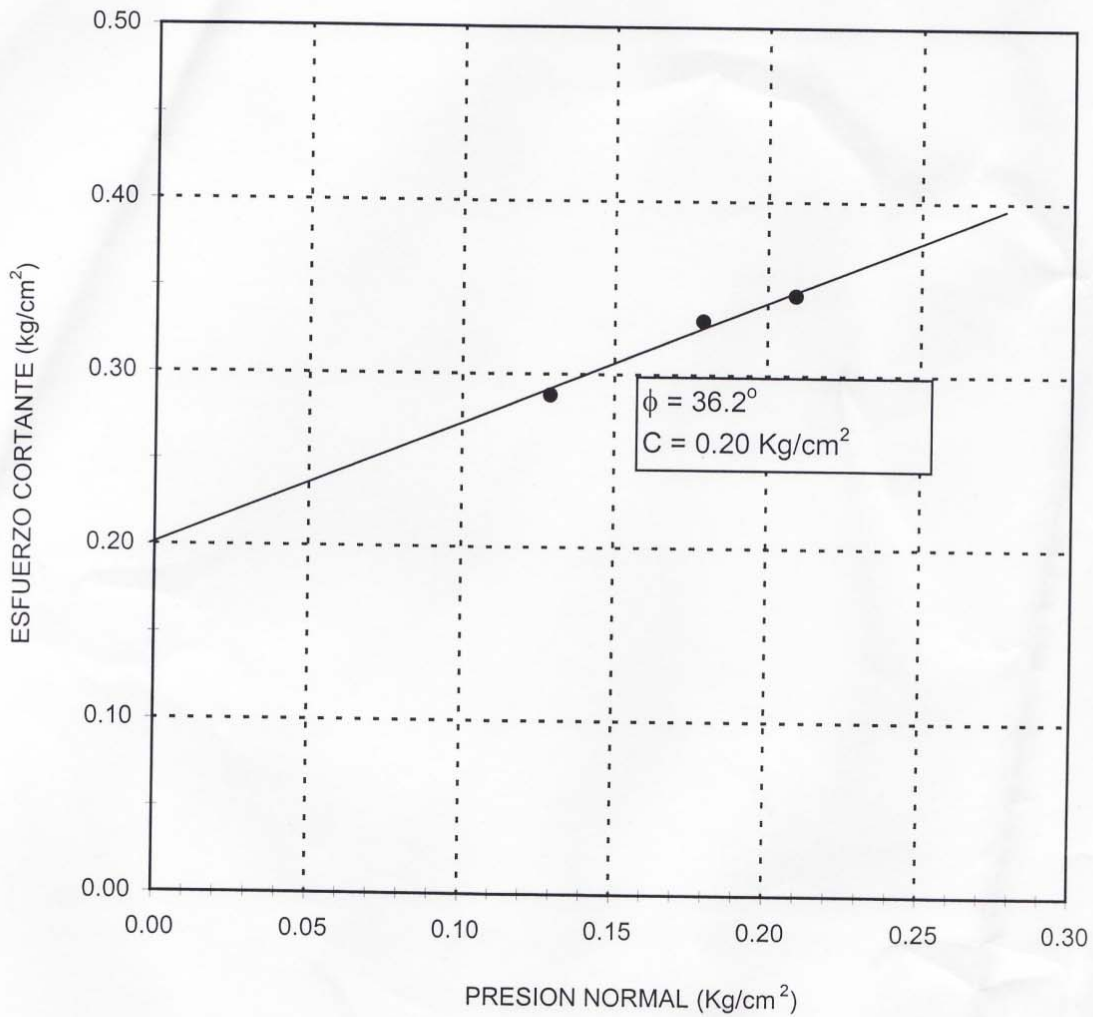
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 "Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"  
 Escuela de INGENIERIA CIVIL

**CURVA ESFUERZO- DEFORMACION UNITARIA**  
**Solicita: ERICK ALEXANDER RIVAS**  
**Proyecto: INTERCAMBIADOR AUTOPISTA A COMALAPA,**  
**UBICADO EN SAN SALVADOR.**  
**Muestra: N° 1**



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 "Ing. Mario Ángel Cruzada"  
 Ing. José Miguel Landaverde Q.  
 Escuela de INGENIERIA CIVIL  
 Jefe del Laboratorio

**GRAFICO**  
**ESFUERZO CORTANTE VRS PRESION NORMAL**  
Solicita: ERICK ALEXANDER RIVAS  
Proyecto: INTERCAMBIADOR AUTOPISTA A COMALAPA,  
UBICADO EN SAN SALVADOR.  
Muestra: N° 1



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"Ing. Mario Ángel de León"  
Escuela de Ingeniería Civil  
Ing. José Miguel Landaverde Q. Jefe del Laboratorio

**ANEXO 3**

**CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE  
CARGA DEL MURO DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING,  
UTILIZANDO LA TEORIA DE TERZAGHI.**

### A.3.1 Capacidad de carga.

Cuando un muro de soil nailing se construye en una excavación donde los suelos son de granos finos, suaves, y el muro no se extiende más bajo de la cota inferior de excavación, la carga desequilibrada causada por la excavación puede causar que el fondo de la excavación se levante y provoque una falla de capacidad de carga de la fundación (Figura. A2.1.a).

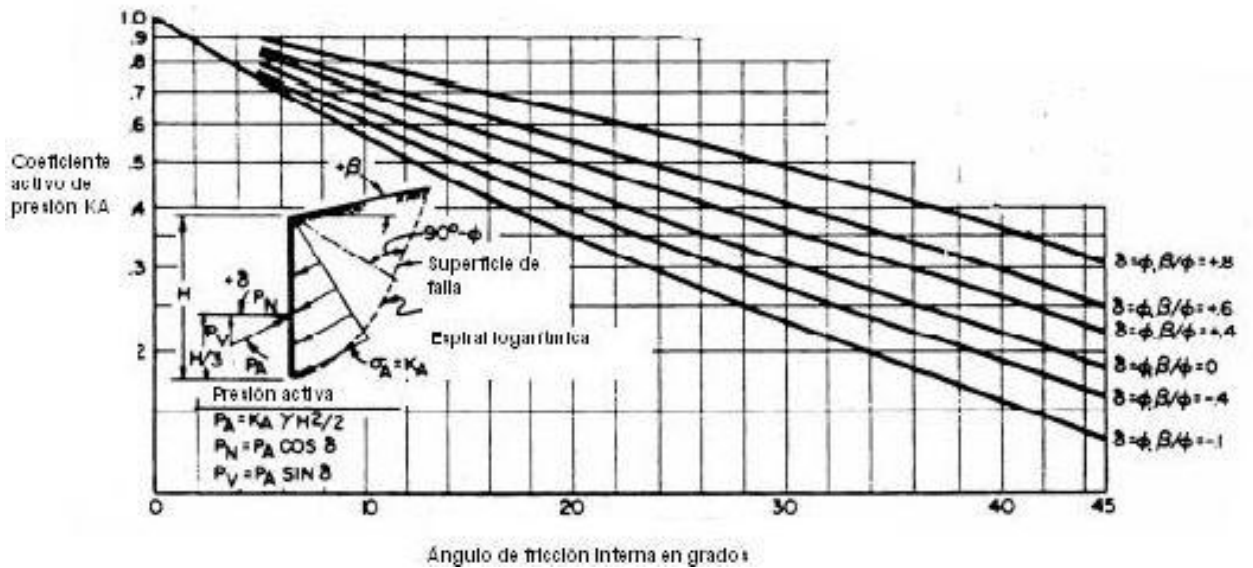
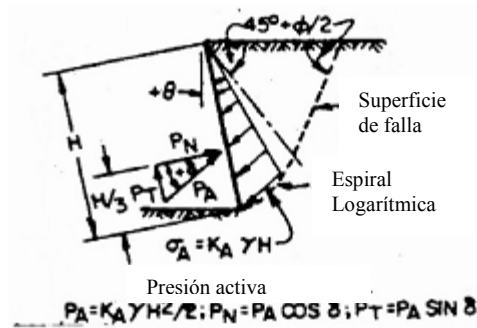
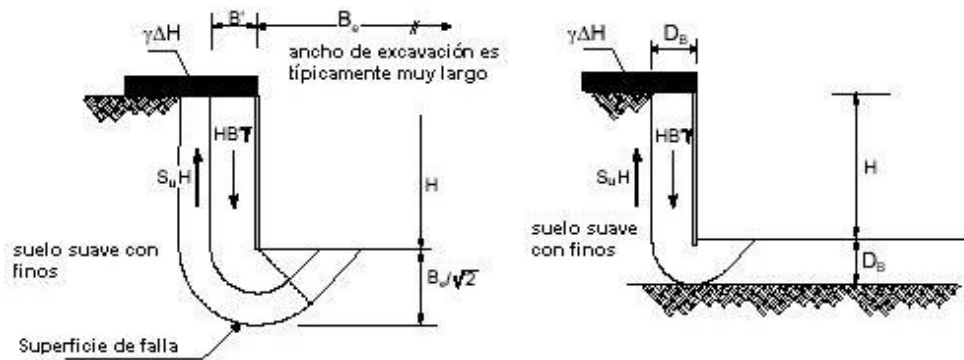
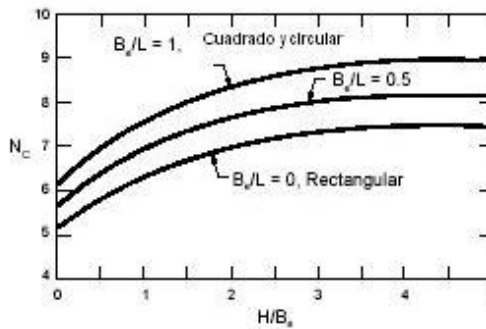


Figura A.2. 1 Efecto del ángulo de inclinación sobre el coeficiente de presión activa.





a) Depósito profundo de suelo suave con finos



H = Profundidad de excavación.  
 B\_e = Ancho de excavación.  
 L = Longitud de excavación.

c) Factor para capacidad de porte N\_c

Figura A.2. 2 Análisis de capacidad de carga

Las ecuaciones para evaluar el potencial de empuje en el fondo de las excavaciones de las fundaciones de los muros de soil nailing pueden ser usadas para analizar este modo de falla. El factor de seguridad contra empuje ( $FS_H$  según Terzaghi)<sup>55</sup>, es:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq}(\gamma - S_u/B_e)} \quad , \quad \text{(Ecuación A.2.1)}$$

donde estos términos y los de la Figura. A.2.1 están definidos así:

$S_u$  : esfuerzo cortante no drenado del suelo o esfuerzo pico;

$N_c$  : factor de capacidad de porte;

<sup>55</sup> Geotechnical Engineering. Circular No 7 Soil Nail Walls. pág 76.

$\gamma$  : peso unitario del suelo detrás de la pared;

H : altura de la pared;

$H_{eq}$  : altura equivalente de la pared =  $H + \Delta H$ , con  $\Delta H$  como una carga equivalente; y

$B'$  : anchura de influencia,  $B' = B_e / \sqrt{2}$ , donde  $B_e$  = ancho de excavación.

Los factores de seguridad contra el empuje, para muros de soil nailing deberían ser seleccionados para ser compatibles con los típicamente usados para el análisis de empuje en el fondo de excavaciones. En general, el  $FS_H$  puede ser adoptado como 2.5 a 3 para muros temporales y permanentes, respectivamente. Como la gran mayoría de muros de soil nailing no están contruidos en suelos suaves de grano fino, este modo de falla no es crítico para la mayor parte de proyectos<sup>56</sup>.

### **Cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga.**

Ecuaciones a utilizar:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq}(\gamma - S_u/B')}, \quad (\text{Ecuación A.2.1})$$

Propiedades del Suelo

$$S_u = 0.288^{57} \text{ Kg/cm}^2 = 2.88 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.42 \text{ Ton/m}^3$$

---

<sup>56</sup> Geotechnical Engineering Circular No 7 Soil Nail Walls , pag 77.

<sup>57</sup> Tomado del Anexo II esfuerzo cortante no drenado.

Para obtener el valor de  $N_c$  se utilizara la grafica de la figura A.2.2 c, para lo cual, se considera utilizar la curva  $B_e/L = 0$ , debido a que el ancho de la excavación es de 6.80m. y la longitud del muro es de 21.78m.

Entonces:

$$\frac{H}{B_e} = \frac{4.49}{6.80} = 0.66$$

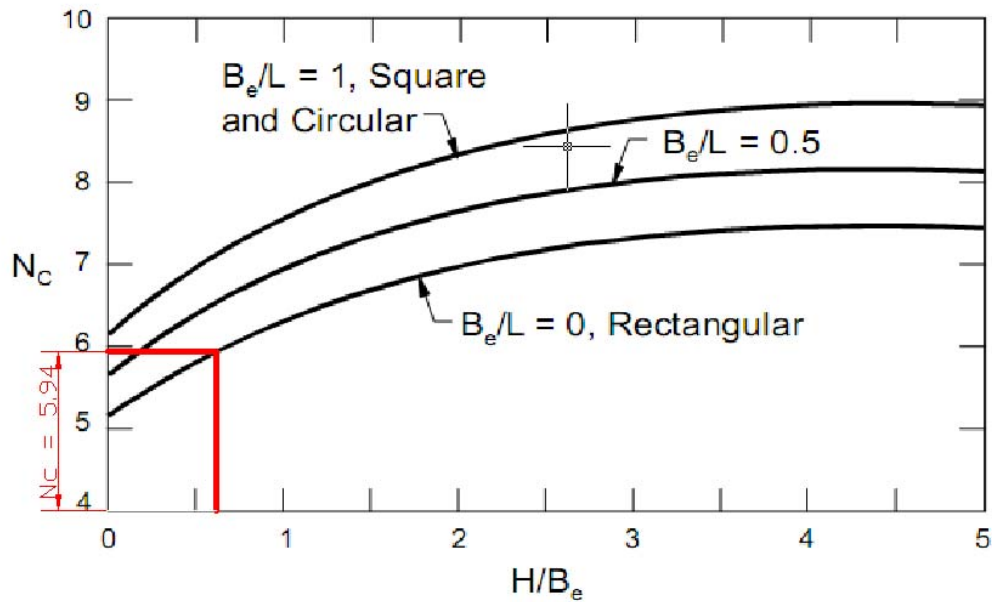


Figura A.2. 3 Determinación del valor de  $N_c$

Propiedades geométricas

$B_e = 6.80$  m

$H_{eq} = 5.74$  m

$$B' = \frac{B_e}{\sqrt{2}}$$

$$B' = \frac{6.80}{\sqrt{2}}$$

$$B' = 4.81 \text{ m}$$

$$FS_H = \frac{(2.88 \text{ Ton/m}^2) \times (5.94)}{(4.49 \text{ m}) \times \left( (1.42 \text{ Ton/m}^3) - \left( \frac{2.88 \text{ KN/m}^2}{4.81 \text{ m}} \right) \right)}$$

$$FS_H = 4.64$$

#### **ANEXO 4**

**CALCULO DEL PESO DE ANCLAJES CONSIDERANDO LOS  
ELEMENTOS QUE LO COMPONEN Y EVALUACION DE LA  
INFLUENCIA DE ESTOS EN EL PESO DEL BLOQUE RETENIDO  
PARA EL MURO DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING.**

### **Cálculo del peso para un anclaje de 4.5m Var #6 Grado 60**

Cantidad de varilla:

$$\frac{4.5\text{m}}{6.0\text{m}}=0.75\text{Varillas}$$

Cantidad de quintales:

$$\frac{0.75\text{Var}}{3.37\text{Var}/\text{qq}}=0.2226\text{qq}$$

Cantidad de libras:

$$W=\frac{0.2226\text{qq}}{1\text{qq}/100\text{lb}}=22.26\text{lb}$$

### **Cálculo del peso para 2.25 piezas de pvc de 3/4" L=60cm**

Cálculo de longitud:

$$2.25 \times 0.60\text{m}=1.32\text{m}$$

Cálculo de peso:

$$W=\frac{1.32\text{m}}{1\text{m}/0.60\text{lb}}=0.79\text{lb}$$

### **Cálculo del peso para 2 piezas de poliducto de 3/4" L=4.5m**

Cálculo de longitud:

$$2.00 \times 4.50\text{m}=9.00\text{m}$$

Cálculo del peso:

$$W = \frac{9.00\text{m}}{1\text{m}/0.2646\text{lb}} = 2.38\text{lb}$$

### Cálculo del peso de lechada para anclaje

Cálculo del volumen de lechada:

$$V = \frac{\pi}{4} (D_{\text{mayor}}^2 - D_{\text{menor}}^2) \times L$$

$$V = \frac{\pi}{4} (0.12065\text{m}^2 - 0.01905\text{m}^2) \times 4.5\text{m}$$

$$V = 0.05\text{m}^3$$

Cálculo del peso:

$$W = \frac{0.05\text{m}^3}{\text{m}^3/3968.28\text{lb}} = 198.41\text{lb}$$

Tabla A.4.1 Cuadro resumen de pesos de elementos para un anclaje de 4.5m

Descripción	Cantidad (lb)	Cantidad (Ton)
Peso de una varilla de 4.5m #6 Grado 60 para anclaje	22.2600	0.0100
Peso de pvc de 3/4" L=60cm	0.7900	0.0004
Peso de poliducto de 3/4" L=4.5m	2.3800	0.0011
Peso de lechada de anclaje	198.4100	0.0900
<b>Total</b>	<b>223.84 lb</b>	<b>0.1015Ton</b>

Peso para 47 anclajes:

$$W=47 \times 0.1015$$

$$W=4.77 \text{Ton}$$

### **Cálculo del peso de bloque de suelo**

Área:

$$A=86.13 \text{m}^2$$

Volumen:

$$V=A \times t$$

t: espesor del bloque de suelo a retener

$$V=86.13 \text{m}^2 \times 5.01 \text{m}$$

$$V=431.51 \text{m}^3$$

Peso del bloque:

$$W=V \times \gamma$$

$$W=431.51 \text{m}^3 \times 1.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$W=612.74 \text{Ton}$$

### **Peso del suelo de anclajes**

Cálculo del volumen de suelo:

$$V=\frac{\pi}{4} D^2 \times L$$

$$V=\frac{\pi}{4} (0.12065 \text{m}^2) \times 4.5 \text{m}$$



$$V=0.05\text{m}^3$$

Cálculo del peso para un anclaje:

$$W=0.05\text{m}^3 \times 1.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 0.07\text{Ton}$$

Peso para 47 anclajes:

$$W=47 \times 0.07\text{Ton}$$

$$W=3.29\text{Ton}$$

Tabla A.4.2 Comparación entre peso de anclajes vs. peso de bloque de suelo.

<b>Peso de bloque de suelo a retener</b>	<b>Peso de suelo de anclajes</b>	<b>Peso de anclajes</b>	<b>Porcentaje de peso de suelo de anclajes vs bloque de suelo</b>	<b>Porcentaje de peso de anclajes vs bloque de suelo</b>	<b>Peso de bloque de suelo + peso de anclajes</b>	<b>Porcentaje de aumento de peso de bloque</b>
612.74Ton	3.29Ton	4.77Ton	0.54%	0.78%	614.22Ton	0.24%

## **ANEXO 5**

**DISEÑO DE MUROS EQUIVALENTES DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA PARA ALTURAS DE 4.5 m, 5.00 m, 6.00 m y 7.50 m. Y CALCULO DE COSTOS DE MUROS DE MAMPOSTERIA PARA LAS ALTURAS RESPECTIVAS PARA EL MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA Y EL MURO DE TIERRA ARMADA O SOIL NAILING. TABLA 5.12 Y GRAFICOS 5.4**

### A.5.1 Diseño de muros de mampostería equivalente para alturas de 5.00 m.

El diseño de los muros equivalentes de mampostería de piedra se hizo por medio de una hoja de cálculo en computadora, obteniéndose las dimensiones resultantes:

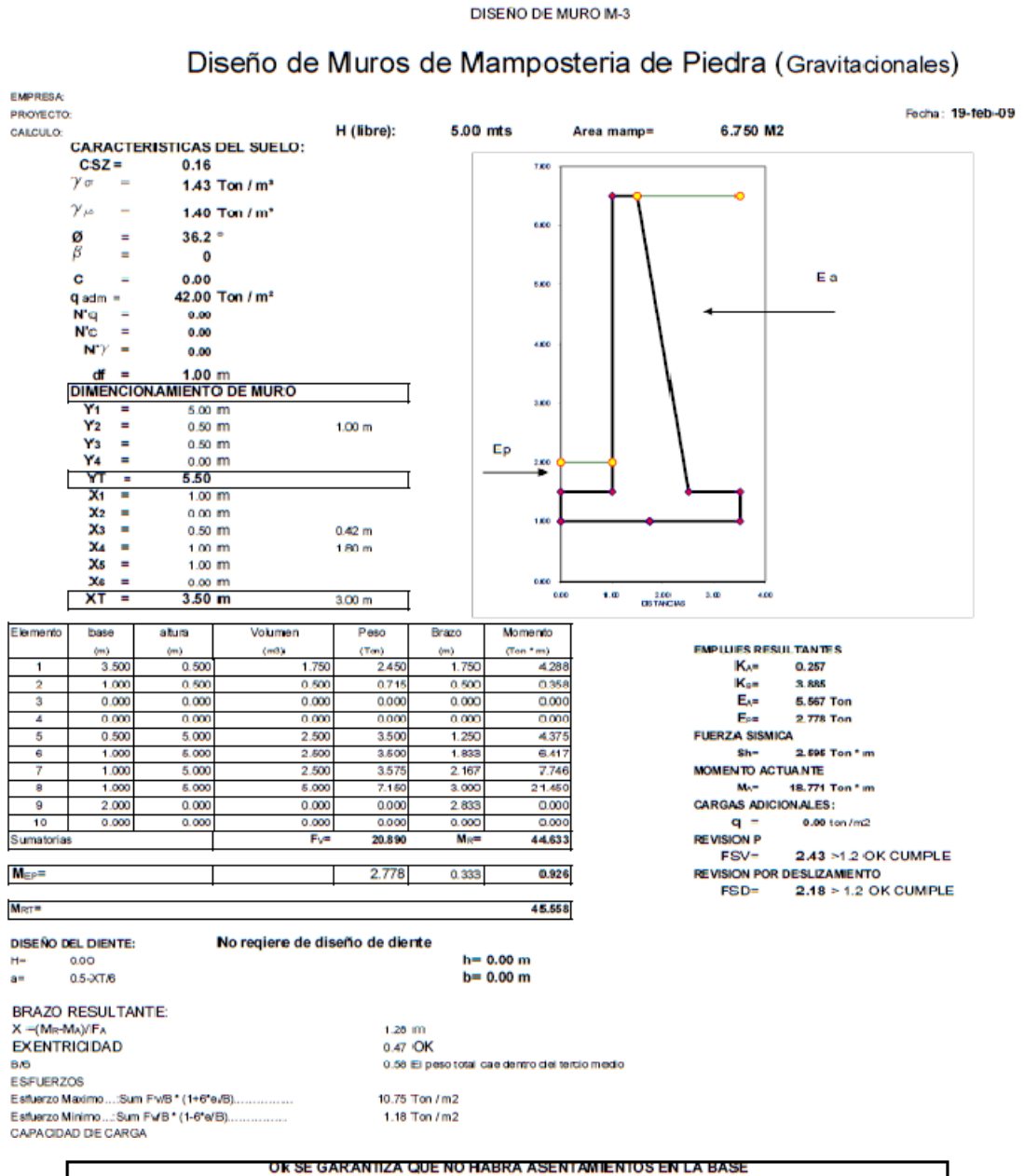


Figura A.5. 1 Hoja de calculo del muro de 5.00 m de altura.

## A.5.2 Diseño de muros de mampostería equivalente para alturas de 6.00 m.

### Diseño de Muros de Mampostería de Piedra (Gravitacionales)

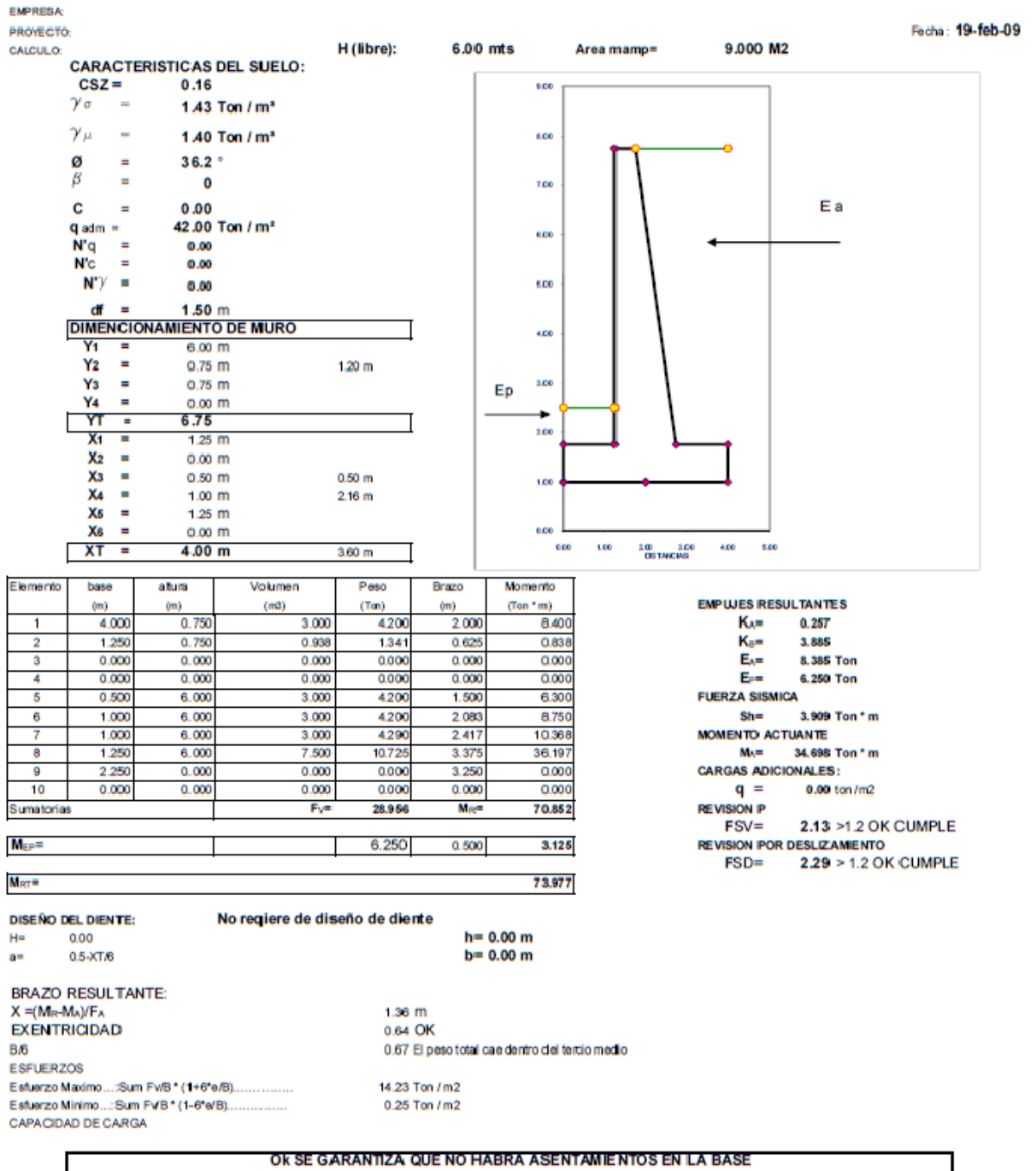


Figura A.5. 2 Hoja de calculo del muro de 6.00 m de altura.

### A.5.3 Diseño de muros de mampostería equivalente para alturas de 7.50 m.

## Diseño de Muros de Mampostería de Piedra (Gravitacionales)

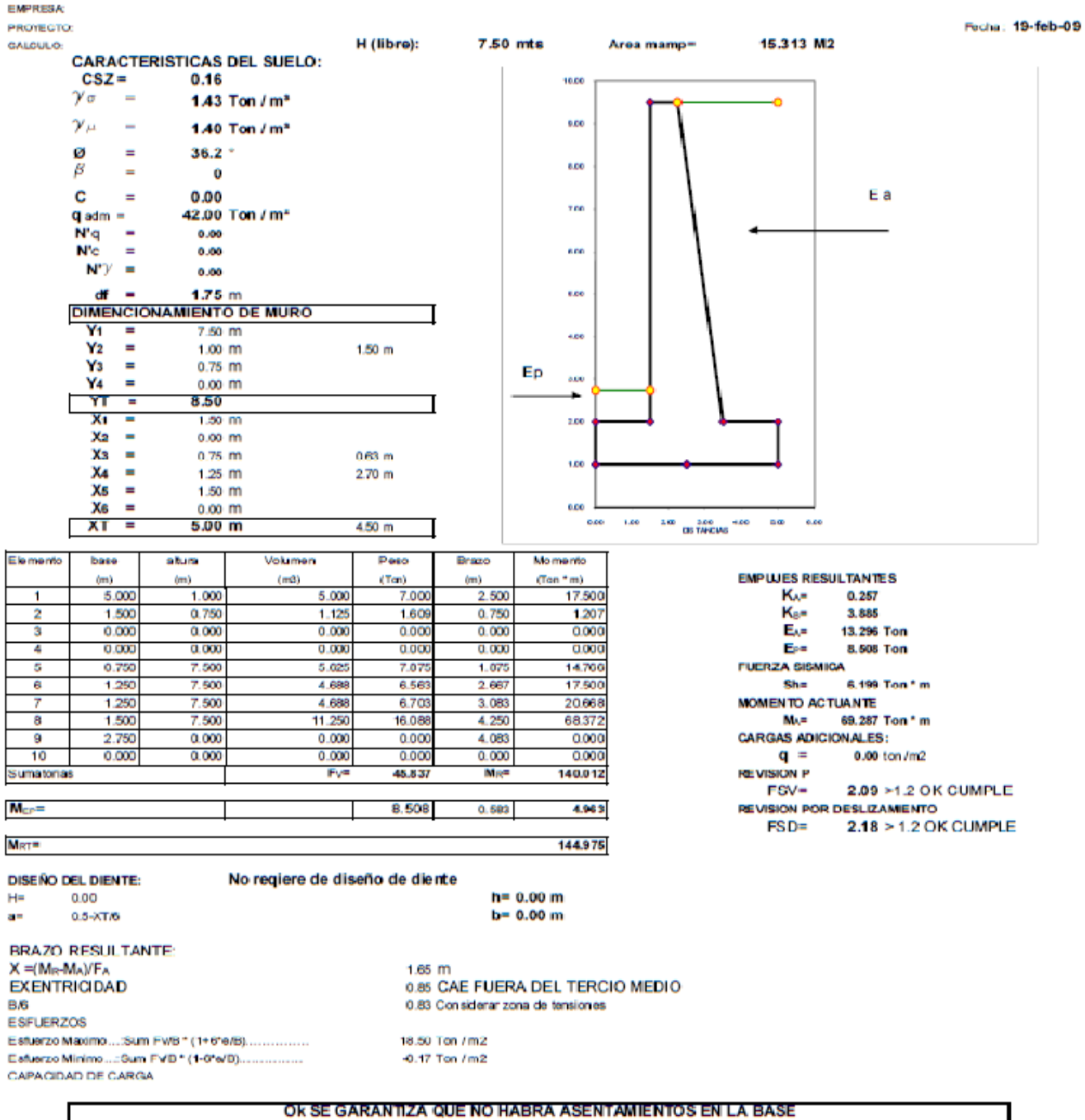


Figura A.5. 3 Hoja de calculo del muro de 7.50 m de altura.

#### A.5.4 Cálculo de costos directos para muro de mampostería de piedra equivalente de 5.00 m.

El cálculo del costo del muro de mampostería equivalente de 5.00 m se hizo utilizando los precios unitarios directos calculados en la sección 4.3.1, debido a que para esta altura esos costos no varían haciendo que la única diferencia sea en base a las cantidades de obra a ejecutar.

Altura del muro: 5.00 m

Longitud del muro: 9.65 m

Area de retención del muro: 48.25 m<sup>2</sup>

Tabla A.5. 1 Cálculo del costo directo total para un muro de mampostería equivalente de 5.00 m de altura.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>2.2</b>	<b>Muro de mampostería</b>				
2.2.1	Excavación para fundación de muro	m3	42.9975	\$3.27	\$140.60
2.2.2	Fundación de muro de mampostería de piedra	m3	16.5375	\$51.68	\$854.66
2.2.3	Pantalla de muro de mampostería de piedra	m3	47.25	\$60.42	\$2,854.85
2.2.4	Relleno compactado	m3	85.5225	\$15.57	\$1,331.59
				<b>Total</b>	<b>\$5,181.70</b>

Si se divide el costo total entre el área de retención del muro se obtendrá el costo por metro cuadrado, así:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \frac{\$5181.70}{48.25 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \$107.39$$

**A.5.4 Cálculo de costos directos para muro de mampostería de piedra equivalente de 6.00 m.**

Altura del muro: 6.00 m

Longitud del muro: 22.38 m

Area de retención del muro: 134.30 m<sup>2</sup>

Tabla A.5. 2 Cálculo del costo directo total para un muro de mampostería equivalente de 6.00 m de altura.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>3.2</b>	<b>Muro de mampostería</b>				
3.2.1	Excavación para fundación de muro	m3	147.888	\$3.27	\$483.59
3.2.2	Fundación de muro de mampostería de piedra	m3	61.62	\$51.68	\$3,184.52
3.2.3	Pantalla de muro de mampostería de piedra	m3	123.24	\$60.42	\$7,446.16
3.2.4	Relleno compactado	m3	259.57425	\$15.57	\$4,041.57
				<b>Total</b>	<b>\$15,155.84</b>

Si se divide el costo total entre el área de retención del muro se obtendrá el costo por metro cuadrado, así:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \frac{\$15155.84}{134.3 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \$112.85$$

**A.5.5 Cálculo de costos directos para muro de mampostería de piedra equivalente de 7.50 m.**

Altura del muro: 7.50 m

Longitud del muro: 11.37 m

Area de retención del muro: 85.24 m<sup>2</sup>

Tabla A.5. 3 Cálculo del costo directo total para un muro de mampostería equivalente de 7.50 m de altura.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>4.2</b>	<b>Muro de mampostería</b>				
4.2.1	Excavación para fundación de muro	m3	122.18	\$3.27	\$399.53
4.2.2	Fundación de muro de mampostería de piedra	m3	59.6	\$51.68	\$3,080.13
4.2.3	Pantalla de muro de mampostería de piedra	m3	122.925	\$60.42	\$7,427.13
4.2.4	Relleno compactado	m3	221.265	\$15.57	\$3,445.10
				<b>Total</b>	<b>\$14,351.89</b>

Si se divide el costo total entre el área de retención del muro se obtendrá el costo por metro cuadrado, así:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \frac{\$14351.89}{85.24 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \$168.37$$

#### **A.5.6 Cálculo de costos directos para muro de tierra armada o soil nailing para una altura de 5.00 m.**

El costo unitario directo para un muro de tierra armada o soil nailing varía únicamente en función de la longitud de los anclajes, debido a esto solamente se calculo el costo directo de los anclajes que son mas largo que 4.50m, que es la longitud de los anclajes del caso de estudio; otro factor que afecta el costo total es la cantidad de obra a ejecutar para cada altura de muro.

Altura promedio de muro: 5.00 m

Area de muro de tierra armada: 48.25 m<sup>2</sup>



Tabla A.5. 4 Cálculo del costo total de un muro de tierra armada o soil nailing de 5.00 m de altura.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>1.1</b>	<b>Tierra armada o Soil nailing</b>				
1.1.1	Pantalla Temporal de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm2, e=10 cm, acero de refuerzo electro malla 6x6, 4/4.	m2	48.25	\$25.48	\$ 1,229.41
1.1.2	Pantalla Permanente de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm2, e=20 cm, acero de refuerzo; #4 @ 15".	m2	48.25	\$39.37	\$1,899.60
1.1.3	Anclaje de L=5.00m, Diam de Perf. 5", núcleo de acero 1#6, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bar de presion	c/u	24	\$84.14	\$2,019.36
1.1.4	Sistema de Drenaje de Muro Soil Nail; incluye suministro de materiales y mano de obra para la instalación de: franjas de Geodrén Planar Pavco de 2m de ancho por la altura del muro cubriendo el 50% del área total del muro, Manga de Geodrén Circular Pavco y Tubo Drenafort Perforado de diam. 4" a todo lo largo del pie del muro cubriendo la longitud total del pie del muro anclado.	m2	48.25	\$5.59	\$269.72
				<b>TOTAL</b>	<b>\$5,418.09</b>

Si se divide el costo total entre el área de retención del muro se obtendrá el costo por metro cuadrado, así:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \frac{\$5418.09}{48.25 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \$112.29$$

#### **A.5.7 Cálculo de costos directos para muro de tierra armada o soil nailing para una altura de 6.00 m.**

Altura promedio de muro: 6.00 m

Area de muro de tierra armada: 134.3 m<sup>2</sup>

Tabla A.5. 5 Cálculo del costo total de un muro de tierra armada o soil nailing de 6.00 m de altura.

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Sub Total
<b>1.1</b>	<b>Tierra armada o Soil nailing</b>				
1.1.1	Pantalla Temporal de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> , e=10 cm, acero de refuerzo electro malla 6x6, 4/4.	m <sup>2</sup>	134.3	\$25.48	\$3,421.96
1.1.2	Pantalla Permanente de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> , e=20 cm, acero de refuerzo; #4 @ 15".	m <sup>2</sup>	134.3	\$39.37	\$5,287.39
1.1.3	Anclaje de L=5.00m, Diam de Perf. 5", núcleo de acero 1#7, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bar de presión	c/u	60	\$94.82	\$5,689.20
1.1.4	Sistema de Drenaje de Muro Soil Nail; incluye suministro de materiales y mano de obra para la instalación de: franjas de Geodrén Planar Pavco de 2m de ancho por la altura del muro cubriendo el 50% del área total del muro, Manga de Geodrén Circular Pavco y Tubo Drenafort Perforado de diam. 4" a todo lo largo del pie del muro cubriendo la longitud total del pie del muro anclado.	m <sup>2</sup>	134.3	\$5.59	\$750.74
<b>TOTAL</b>					<b>\$15,149.29</b>

Si se divide el costo total entre el área de retención del muro se obtendrá el costo por metro cuadrado, así:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \frac{\$15149.29}{134.3 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \$112.80$$

#### **A.5.7 Cálculo de costos directos para muro de tierra armada o soil nailing para una altura de 6.00 m.**

Altura promedio de muro: 7.50 m

Área de muro de tierra armada: 85.24 m<sup>2</sup>

Tabla A.5. 6 Cálculo del costo total de un muro de tierra armada o soil nailing de 7.5 m de altura.

<b>Código</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Sub Total</b>
<b>1.1</b>	<b>Tierra armada o Soil nailing</b>				
1.1.1	Pantalla Temporal de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm2, e=10 cm, acero de refuerzo electro malla 6x6, 4/4.	m2	85.24	\$25.48	\$2,171.92
1.1.2	Pantalla Permanente de Concreto Lanzado f'c=210 kg/cm2, e=20 cm, acero de refuerzo; #4 @ 15".	m2	85.24	\$39.37	\$3,355.90
1.1.3	Anclaje de L=5.00m, Diam de Perf. 5", núcleo de acero 1#7, inyectado con lechada A/C=0.50 a 5 Bar de presion	c/u	42	\$94.82	\$3,982.44
1.1.4	Sistema de Drenaje de Muro Soil Nail; incluye suministro de materiales y mano de obra para la instalación de: franjas de Geodrén Planar Pavco de 2m de ancho por la altura del muro cubriendo el 50% del área total del muro, Manga de Geodrén Circular Pavco y Tubo Drenafort Perforado de diam. 4" a todo lo largo del pie del muro cubriendo la longitud total del pie del muro anclado.	m2	85.24	\$5.59	\$476.49
				<b>TOTAL</b>	<b>\$9,986.75</b>

Si se divide el costo total entre el área de retención del muro se obtendrá el costo por metro cuadrado así:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \frac{\$9986.75}{85.24 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{m}^2} = \$117.16$$