

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

LOS GEOSINTÉTICOS COMO SOLUCIÓN A LA
ESTABILIDAD DE TALUDES

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

LEONARDO ALFONSO JIMÉNEZ FERNÁNDEZ

SANGOLQUÍ, AGOSTO DEL 2006

DEDICATORIA

A Dios, que me da vida diariamente para cumplir con mis objetivos.

A esos cuatro angelitos, Matilde, Elba, Alfonso y Leonardo, mis Abuelos.

A Esther y Gerardo, mis Padres. Mamá, gracias por ser mi mejor amiga. Papá, gracias por su amistad y apoyo constante.

A mis tías Martha, Gloria, por inculcarme el sentido de la responsabilidad y de la conquista de los objetivos propuestos y a mi primo Diego, por su confianza.

A mis buenos amigos, Eduardo, Felipe, Marco, Byron y Sebastián, por su amistad y por impulsarme en la realización de este objetivo.

Y agradecimientos muy especiales, a José Luis, por su apoyo como hermano y más que todo como amigo y a Tati por su amistad y apoyo incondicional, llegando a constituirse en un soporte muy importante en la realización de esta tesis.

AGRADECIMIENTO.

A los Ingenieros, Milton Torres y Ernesto Pro, quienes con su apropiada dirección y consejos, aportaron significativamente en la realización de esta tesis.

A la Facultad de Ingeniería Civil, en especial a los Profesores a tiempo completo, los ingenieros Anita Haro, Patricio Romero, Ricardo Durán y Jorge Zuñiga y sus colaboradoras doña Ceci Jijón e ingeniera Linda Manosalvas.

Y finalmente, un agradecimiento muy especial a los Ingenieros Jorge Sánchez y Carlos Melo, Presidente Ejecutivo y Gerente Técnico de Pivaltec S.A. por proporcionarme documentación técnica sumamente útil para la realización de este trabajo.

INDICE DEL CONTENIDO

CAPÍTULO 1.	1
1. ASPECTOS GENERALES.	2
1.1. Introducción.	2
1.2. Antecedentes.	3
1.3. Justificación e importancia del proyecto.	4
1.4. Objetivos del proyecto.	5
1.4.1. Objetivo general.	5
1.4.2. Objetivos específicos.	5
1.5. Metas del proyecto.	6
1.6. Área de influencia.	6
1.7. Diseño metodológico.	6
1.8. Generalidades.	7
CAPÍTULO 2.	
10	
2. TALUDES.	
11	
2.1. Definición de talud.	
11	
2.2. Tipos de inestabilidad de taludes.	
11	
2.2.1. Desprendimientos.	
12	
2.2.2. Deslizamientos.	
14	
2.2.2.1. Morfología y partes de un deslizamiento.	
14	
2.2.2.2. Tipos de deslizamiento.	
17	
2.2.3. Flujos (coladas).	
21	
2.2.3.1. Reptación.	
22	
2.2.3.2. Flujo de derrubios.	
22	
2.2.4. Riesgo y peligrosidad.	
23	

CAPÍTULO 3.

	26
3. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN TRADICIONAL DE TALUDES.	
	27
3.1. Antecedentes.	
	27
3.2. Estabilización de taludes.	
	28
3.2.1. Estabilización por modificación de la geometría del talud.	
	28
3.2.1.1. Descabezamiento.	
	29
3.2.1.2. Tacones de tierra o escollera.	
	29
3.2.1.3. Bermas.	
	31
3.2.2. Estabilización por Drenaje.	
	32
3.2.2.1. Drenaje superficial.	
	33
3.2.2.2. Drenaje profundo.	
	35
3.2.3. Estabilización por elementos resistentes.	
	41
3.2.3.1. Anclajes.	
	41
3.2.3.2. Muros.	
	44
3.2.4. Impermeabilización.	
	48

CAPÍTULO 4.

	50
4. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON GEOSINTÉTICOS.	
	51
4.1. Antecedentes.	
	51
4.2. Geosintéticos.	
	52

4.3.	Familias de geosintéticos.	53
4.3.1.	Geotextiles.	53
4.3.1.1.	Tipos.	53
4.3.1.2.	Propiedades.	55
4.3.2.	Geomallas o Geogrillas.	64
4.3.2.1.	Tipos.	64
4.3.2.2.	Propiedades.	66
4.3.3.	Geocompuestos.	69
4.3.3.1.	Tipos.	69
4.3.3.2.	Propiedades.	69
4.4.	Diseño de Muros y Terraplenes con Geosintéticos.	71
4.4.1.	Muros Reforzados.	71
4.4.1.1.	Establecimiento de las dimensiones geométricas del muro.	73
4.4.1.2.	Determinación de propiedades del suelo a usar en la construcción del muro.	74
4.4.1.3.	Determinación del perfil estratigráfico y las propiedades geomecánicas del suelo de fundación.	75
4.4.1.4.	Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil y geomalla de refuerzo.	75
4.4.1.5.	Determinación de las condiciones de carga del muro.	77
4.4.1.6.	Determinación de las características del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.	81
4.4.1.7.	Verificación de la estabilidad externa del muro.	86

4.4.2.	Terraplenes reforzados.	89
4.4.2.1.	Terraplenes reforzados con geotextil.	90
4.4.2.2.	Terraplenes reforzados con geomallas.	102
4.4.3.	Diseño del Subdrenaje de Muros y Terraplenes.	114
4.4.3.1.	Establecimiento del sitio o sitios donde se requiere realizar captación de fluidos.	116
4.4.3.2.	Estimación de caudales de diseño.	116
4.4.3.3.	Selección del geotextil a utilizar en el sistema de filtración.	117
4.4.3.4.	Determinación del número de georedes necesarias para conducir el caudal de diseño.	120
4.4.3.5.	Establecimiento del sistema de evacuación de líquidos captados por el geodrén.	120
4.5.	Procedimiento Constructivo.	121
4.5.1.	Preparación de la Fundación.	122
4.5.2.	Construcción del Sistema de Drenaje.	122
4.5.3.	Colocación del geotextil.	123
4.5.4.	Colocación del material de relleno.	124
4.5.5.	Construcción de las capas.	124
4.5.6.	Fachada.	127

CAPÍTULO 5.

		129
5.	APLICACIONES.	130
5.1.	Estabilización con Geosintéticos.	130

5.1.1.	Muro Reforzado con Geotextil.	130
5.1.2.	Muro Reforzado con Geomalla.	141
5.1.3.	Terraplén Reforzado con Geotextil.	148
5.1.4.	Terraplén Reforzado con Geomalla.	157
5.1.5.	Sub-drenaje para Muros y Terraplenes.	166
5.2.	Estabilización Tradicional.	170
5.2.1.	Muro Estructural.	170
5.3.	Análisis de costos.	189

CAPÍTULO 6.

		191
6.	TRANSCENDENCIAS DE LA INVESTIGACIÓN.	192
6.1.	Conclusiones.	192
6.2.	Recomendaciones.	193

CAPÍTULO 1.

Aspectos Generales

1. ASPECTOS GENERALES.

1.1. Introducción.

El Hombre siempre se ha visto obligado a enfrentarse de una forma tenaz a todas las dificultades y problemas que se le han presentado para su supervivencia, buscando y creando respuestas y soluciones a los mismos. La solución es una consecuencia de esa búsqueda de creación.

Estas respuestas, han significado la realización de diversos cambios en su ambiente, lo que ha declinado finalmente en el desarrollo de obras de

infraestructura a todo nivel que faciliten su desenvolvimiento. Dentro de estos aspectos, en la ejecución de excavaciones o rellenos, se tiene que lidiar con la construcción de superficies que puedan permanecer estables en el tiempo.

El cálculo de la estabilidad de un talud, tanto en corte como en relleno y tanto en estado natural como construido artificialmente, permite sintetizar en un solo concepto al factor de seguridad, la seguridad global del talud. El factor de seguridad viene a representar de una manera simplificada, concretando en un solo valor, el margen de confianza que se posee con el diseño efectuado.

Las superficies conformadas, deberán tener una inclinación adecuada o contar con elementos soportantes que incrementen su seguridad, entre éstos, se tienen los muros de contención, que deben considerar importantes variables, como la conveniencia de su utilización, las condiciones originales del terreno, la ubicación del mismo, costo, esfuerzo y tiempo.

El ahorro de estos dos elementos: tiempo y costo, ha llevado a la búsqueda de nuevos materiales de construcción que satisfagan las mencionadas expectativas. Precisamente, para alcanzar estos objetivos, se considera conveniente la utilización de geosintéticos en muros de contención, aptos para cumplir la función que de ellos se espera, como alcanzar una prolongada duración, y construirlos en el menor tiempo posible y con una inversión económica más reducida, además de cumplir con el factor de seguridad esperado.

Los geosintéticos han despertado gran interés en la construcción actual porque además de las ventajas en el orden económico y de tiempo, ofrecen maleabilidad, variedad de usos y aplicaciones, calidad y resistencia a la degradación biológica y química.

El presente trabajo, detalla las propiedades y funciones de los geosintéticos, como materiales básicos para la construcción de muros de contención o terraplenes reforzados, y como alternativa para la economía del material, esfuerzo, tiempo y recursos económicos en general, optimizando así rendimiento y resultados, realizando una comparación con técnicas convencionales.

1.2. Antecedentes.

En la mayor parte de las obras de Ingeniería Civil, específicamente en lo referente a taludes, se ejecutan bajo condiciones en las que procesos inestables podrían originarse, para mitigarlos es recomendable el uso de mecanismos de estabilización tales; como muros de contención que pueden construirse con diferentes materiales o métodos técnicos de construcción.

En ese sentido con el fin de reducir costos y mejorar las soluciones técnicas, durante los últimos años, han aparecido en el mercado del Ecuador los denominados Geosintéticos que son ampliamente utilizados en otros países para resolver problemas técnicos de estabilidad estructural de taludes y de protección de su superficie en defensa de los agentes meteóricos a los que se encuentran expuestos.

En el Ecuador, hace pocos años atrás se dio inicio a un importante proceso de cambio en la Ingeniería con la introducción de los Geosintéticos. Esta tecnología ha tenido que vencer la resistencia de las técnicas de Ingeniería tradicionalista empleadas en el diseño y la construcción de taludes, entre las cuales se puede mencionar a: Muros de Hormigón y Anclaje de estructuras reticuladas entre otros.

En la Región Amazónica ecuatoriana se han empleado ampliamente los Geosintéticos en proyectos de la Troncal Amazónica (E45), en los tramos: “Lago Agrio – Puente San Miguel” ejecutado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito, “Lago Agrio – Coca” construcción realizada por la Constructora Consermin, en estos dos proyectos se realizó la estabilización mecánica de las Subrasantes con Geomallas Biaxiales, que es básicamente la mejora del CBR de suelos blandos, logrado que vías que se construían con presupuestos de aproximadamente 3 millones de dólares por kilómetro, se puedan construir, mediante la utilización correcta de Geosintéticos de alta calidad, con una inversión menor al millón de dólares.

El Municipio de Quito en el proyecto del Teleférico de Quito, realizó trabajos de estabilización de taludes reforzados con geosintéticos.

1.3. Justificación e importancia del proyecto.

Como ya fue mencionado, los problemas de inestabilidad de taludes son frecuentes. Éstos en ocasiones han producido la obstrucción y destrucción de tramos de las vías de comunicación, por ejemplo ocasionando un riesgo para las personas y un grave perjuicio económico, como fue el caso de la antigua vía que se dirigía hacia el valle de Tumbaco, en el sector de la quebrada del Batán. Se deslizaron aproximadamente 200 metros de vía a partir del puente Dávila Cajas y 500 metros se abandonaron porque la zona quedó inestable. Procesos tradicionales de estabilización no pudieron ser utilizados y se tuvo que construir en su lugar un túnel; obra que supuso un costo de más de 26 millones de dólares.

En tal sentido, ¿no hubiera sido preferible tomar medidas de estabilización adecuadas a tiempo? Ello hubiera supuesto un significativo ahorro, que podría haber sido empleado en otras obras de infraestructura tan necesarias en la ciudad de Quito y en el país.

Probablemente las medidas de estabilización en dicha obra y en tantas otras que las requieren, no fueron consideradas por su alto costo, sin embargo éste depende mucho de la alternativa seleccionada, que estará en función de las características del suelo y del estado del área deslizable.

Existe entonces una amplia gama de alternativas. Entre las más utilizadas está la construcción de obras que en general emplean materiales térreos (suelo y roca). Sin embargo, está comprobado que en muchos casos las propiedades geomecánicas de los materiales térreos no satisfacen las características deseables para diferentes aplicaciones, por lo que requieren en ocasiones de diferentes procesos y tratamientos para modificar su comportamiento a las condiciones deseadas.

Los geosintéticos complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos y sistemas de subdrenaje, entre otros.

Con base en lo anterior, se ha considerado necesario, realizar un estudio que exponga las ventajas y desventajas del uso de geosintéticos como alternativa de estabilización de taludes, con miras a verificar su utilidad y extender su uso, aportando significativamente a la solución de los problemas de inestabilidad en taludes de vías.

1.4. Objetivos del proyecto.

1.4.1. Objetivo general.

- Definir nuevas tecnologías de estabilización de taludes, específicamente aquellas que involucran la utilización de geosintéticos.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Definir los métodos tradicionales de estabilización de taludes.
- Detallar los procedimientos de estabilización de taludes con la utilización de Geosintéticos.
- Determinar beneficios técnicos y económicos del uso de los Geosintéticos en aplicaciones de Estabilidad de Taludes.
- Comparar los Métodos Tradicionales de estabilización de taludes con Métodos de Estabilización con Geosintéticos.

1.5. Metas del proyecto.

- Procesos de estabilización de taludes fallados definidos, para cuando éstos se han deslizado o desprendido, mediante la utilización de Tecnologías Tradicionales y Geosintéticos.
- Procesos de estabilización de taludes fallados detallados, para cuando éstos se han deslizado o desprendido, mediante la utilización de Geosintéticos.
- Análisis comparativo técnico y económico entre Métodos Tradicionales de estabilización y Métodos que involucran la utilización de Geosintéticos.

1.6. Área de influencia.

La inestabilidad de taludes, se ha convertido en una situación que se ha repetido frecuentemente en las diferentes regiones del país, intensificándose en los últimos años, cuando la mayor parte de las obras han cumplido sus vidas útiles. El presente proyecto esta orientado a proporcionar un marco de referencia que permita identificar alternativas dirigidas a solucionar problemas derivados de la inestabilidad de taludes.

De esta forma podría establecerse que el área de influencia del proyecto, sería de nivel nacional; de acuerdo con el uso y difusión que PIVALTEC S.A. (empresa auspiciante del proyecto) y la Escuela Politécnica del Ejército, hagan del mismo.

1.7. Diseño metodológico.

El tema propuesto demanda de un riguroso estudio científico y técnico. Científico, ya que se investigará la documentación técnica existente con la colaboración del personal docente especializado en el área, la utilización de estos conocimientos servirá para alcanzar metas y objetivos planteados en forma Técnica.

1.8. Generalidades.

Las fallas de taludes en cortes o rellenos pueden ser corregidas, controladas, o toleradas con una combinación de cualquiera de las cuatro medidas principales que son: evitar,

mantener, o reubicar la obra; cortar (reconformar) o nivelar; instalar drenajes; y estabilizar con estructuras o vegetación. Las medidas a tomar dependen principalmente del costo, sin embargo, hay otros factores que determinan el método a emplear, tales como: el tipo de falla, el uso del camino, la ubicación de la falla, el potencial de crecimiento de la misma, entre otros.

A veces se requieren medidas de corrección inmediatas que pueden constituirse en proyectos a largo plazo y en otras ocasiones solamente demanda un control mínimo que puede terminar rápidamente. Cualquiera de las medidas que se elijan o el nivel de eficacia requerida, deberá considerar cómo se puede prevenir o corregir el problema de manera oportuna.

El costo de la reubicación de la obra en ocasiones, puede resultar mas bajo que las medidas de prevención para corregir los problemas existentes, porque muchas veces se requiere de múltiples medidas para estabilizar el sitio. Por ejemplo, el estabilizar la falla de un relleno puede involucrar nivelar y realizar el mantenimiento de la plataforma del camino, sellar las grietas, bajar el nivel del camino y drenar el agua del sitio, lo que podría implicar costos significativos.

La estabilización de taludes con vegetación es muy recomendada por su efectividad y bajo costo, siendo la vegetación el controlador por excelencia de la erosión. Las ventajas del uso de estos métodos para estabilizar taludes son: bajos costos iniciales, que sea visualmente agradable, utiliza sistemas naturales y biológicos, y requiere menos mantenimiento a largo plazo.

Mientras se recomienda el uso de métodos de control de erosión con vegetación en la mayoría de proyectos, se deben reconocer sus limitaciones y proceder a eliminarlas mediante el adecuado uso de tecnologías de punta a fin de evitar que una pequeña falla por erosión se convierta en el disparador de una desestabilización global de grandes dimensiones, lo que se ha logrado satisfactoriamente con el uso de Geosintéticos, en este caso, las Geomantas.

Para casos de fallas globales, se utilizan los métodos de estabilización de taludes en caso de derrumbes, asegurar áreas debajo de taludes, o prevenir fallas. Algunas

de las opciones para resolver problemas de inestabilidad de taludes son las siguientes:

- Remoción del material derrumbado sin hacer reparaciones. Descargar el talud de empujes activos.
- Reubicación de la obra para evitar problemas en el futuro, fuera de la zona de falla global incontrolable.
- Reconstrucción del relleno con un ángulo que favorezca su estabilidad interna.
- Ajuste de la plataforma subiendo el nivel del camino para reducir al mínimo la altura del talud o tendiendo el talud para remover la cuña del área deslizable de material de su parte alta, favoreciendo la estabilidad del talud.
- Uso de métodos combinados.
- Instalación de subdrenes para evitar que el agua subterránea sature el talud, liberando de presión de poros al suelo mediante la inyección de aire a presión atmosférica, eliminando los empujes activos generados por una cabeza de presión de agua y evitando la tubificación generada por la migración de finos con el paso de ésta que pueden generar cárcavas internas que inicien planos de falla.
- Colocación de subdrenes de penetración transversal (subdrenes horizontales) para interceptar las líneas de flujo del agua subterránea y conducir las seguramente hasta zonas de disposición adecuadas.
- Instalación de estructuras de contención para la detención de deslizamientos.
- Protección de las superficies de taludes contra los agentes erosivos, tales como: contrafuertes, muros de contención, gaviones, cunetas, vegetación, corta corrientes o Geomantas.

- Uso de rellenos estabilizados con geotextiles y/o geomallas como muros de contención o taludes reforzados.

El análisis de estabilidad global de taludes se basa en la observación y estudio de las condiciones de la zona, examinando los taludes existentes teniendo en cuenta los materiales y ángulos de la superficie con condiciones similares.

Sin embargo el análisis de estabilidad de taludes debe involucrar una investigación geotécnica para poder conocer la situación geológica del sitio, las propiedades de los materiales, el factor de seguridad existente en el talud, y el factor de seguridad propuesto a través de las medidas de estabilización. Las investigaciones deberían involucrar los siguientes factores:

- Determinación de las condiciones del subsuelo a través de excavaciones o perforaciones exploratorias.
- Pruebas de laboratorio de materiales del sitio o del derrumbe para establecer sus propiedades mecánicas.
- Establecimiento de un programa de monitoreo para definir el grado de movimiento del derrumbe, los niveles del agua subterránea y la presión hidrostática.
- Análisis del “Equilibrio Límite” para determinar la relación entre las fuerzas movilizantes y las fuerzas de resistencia.

CAPÍTULO 1.	9
1. ASPECTOS GENERALES.	9
1.1. Introducción.	9
1.2. Antecedentes.	11

1.3.	Justificación e importancia del proyecto. _____	12
1.4.	Objetivos del proyecto. _____	13
1.4.1.	Objetivo general. _____	13
1.4.2.	Objetivos específicos. _____	13
1.5.	Metas del proyecto. _____	13
1.6.	Área de influencia. _____	14
1.7.	Diseño metodológico. _____	14
1.8.	Generalidades. _____	14

CAPÍTULO 2.

Taludes.

2. TALUDES.

2.1. Definición de talud.

Inclinación o declive del paramento de un terreno o superficie dicho en otras palabras es la línea recta que marca la pendiente final y que une el pie del corte a su mayor profundidad con la cabeza de inicio del desmonte justo en la intersección con el terreno natural.

2.2. Tipos de inestabilidad de taludes.

Los problemas que presenta la estabilidad de taludes, tanto de origen natural como antrópico, han sido objeto de análisis en varios dominios de la actividad humana y con especial atención dentro de los incluidos en la ingeniería civil.

El término más comúnmente empleado para designar los movimientos producidos en los taludes es el de deslizamiento. Sin embargo, parece más adecuado utilizar el término *movimientos de taludes*, que engloba a todos los tipos de roturas que estos pueden sufrir.

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado.

El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Los suelos constituyen un agregado de partículas sólidas con

diferente grado de consolidación originados a partir de los procesos de meteorización principalmente.

Todos los suelos resultantes de la acción de dicho proceso se pueden agrupar en dos tipos: suelos residuales y suelos transportados. Los suelos residuales son aquellos formados en el mismo sitio donde se encuentran actualmente, es decir que prácticamente están localizados junto a la roca madre que los ha originado.

Los suelos transportados se producen cuando agentes físicos han trasladado sus partículas y depositado en el sitio donde actualmente se encuentran. Un caso especial lo constituyen los rellenos, que son depósitos de suelo hechos por el hombre.

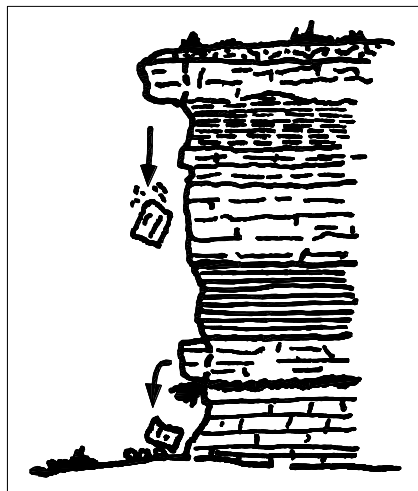
La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados, considerando textura y graduación de las partículas, proporción del contenido en arenas o arcilla, contenido de agua del suelo y ubicación del nivel freático. Toda esta serie de características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituye el factor dominante de su estabilidad.

La inestabilidad de taludes se traduce en una serie de movimientos, que pueden ser clasificados en base a distintos criterios. El Comité para investigaciones de deslizamiento de tierras, dependiente del Highway Research Board, estableció una división en tres grupos principales: desprendimientos, deslizamientos y flujos (coladas).

Cuando los movimientos producidos son complejos o resultan de la combinación de varios tipos, pueden conjugarse los términos más sencillos para su completa definición. La fase de reconocimiento y clasificación del tipo de movimiento es de una gran importancia ya que puede condicionar el análisis, control y estabilización del deslizamiento.

2.2.1. Desprendimientos.

Se define como desprendimiento, al movimiento de una masa separada de un talud mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte, a través del aire.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 12.

Figura 2.1: Desprendimiento.

Frecuentemente estas inestabilidades afectan a bloques aislados, aunque también a masas rocosas, originando en este caso movimientos de terreno que pueden producir resultados catastróficos. Estos fenómenos suelen producirse en zonas constituidas geológicamente por alternancias sedimentarias de capas resistentes y débiles.

Los mecanismos que pueden conducir a este tipo de movimientos, generalmente sucesivos y complementarios son: meteorización o *extrusión*¹ de capas blandas, concentración de presiones en el borde y rotura por *flexotracción*².

¹ Dar forma a una o más, haciéndola salir por una abertura especialmente dispuesta.

² Blando, condescendiente. Esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la acción de dos fuerzas opuestas que tienden a alargarlo.

Las posibilidades de que se produzcan desprendimientos por *descalce*³ vienen condicionadas por una serie de factores como: fracturación, buzamientos de la serie estratigráfica, inclinación del terreno y disposición respecto al buzamiento, resistencia comparativa de los estratos más rígidos, potencia relativa de los estratos respecto a los estratos menos competentes.

2.2.2. Deslizamientos.

Son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tiene lugar a lo largo de una o varias superficies o a través de una franja relativamente estrecha del material. Generalmente las superficies de deslizamiento son visibles o pueden deducirse razonablemente. Taludes con inclinaciones que superen los 45° y suelo de tipo arcilloso, pueden constituir una superficie de deslizamiento evidente.

La velocidad con que se desarrollan estos movimientos es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos. El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que puede no coincidir con las superficies de rotura general, causada por una propagación de la primera.

La masa desplazada puede alcanzar una distancia variable a partir de la superficie original de rotura, solapándose con el terreno natural y marcando en este una superficie de separación bien definida.

2.2.2.1. Morfología y partes de un deslizamiento.

Algunas de las clasificaciones existentes se basan en la interrelación de términos descriptivos relacionados con el tamaño, forma y morfología de los deslizamientos.

³ Socavación

En un deslizamiento se suelen distinguir varias partes, aunque no todas se desarrollan de igual forma en los diferentes tipos, incluso existe ciertas peculiaridades morfológicas propias de cada tipología.

Los términos empleados son:

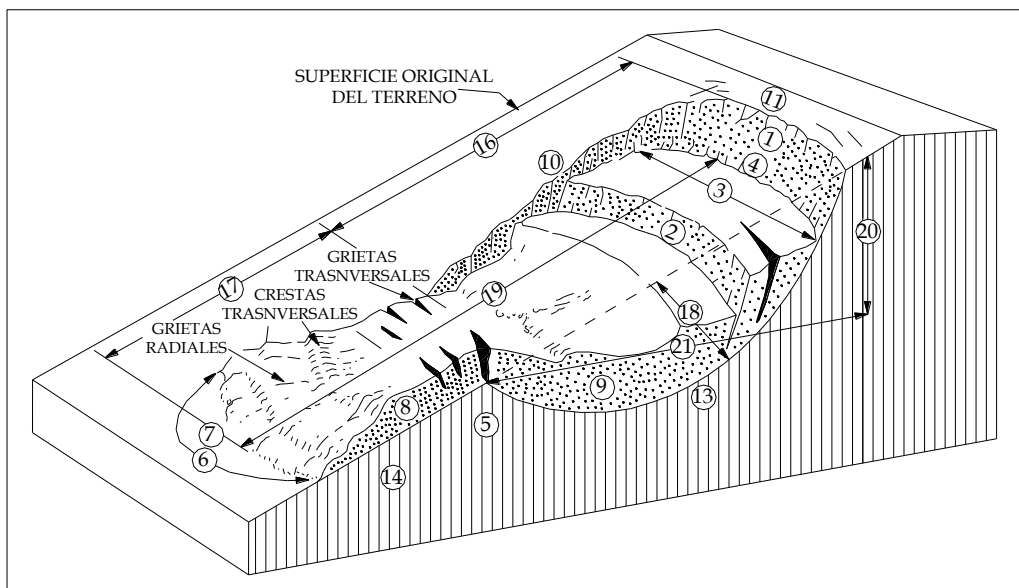
- 1) *Escarpe⁴ principal*: superficie que se forma sobre el terreno no deslizado en la periferia del deslizamiento. Se desarrolla a causa del movimiento del material deslizado hacia abajo y adentro respecto del material intacto.
- 2) *Escarpe secundario*: superficie escarpada⁵ que se forma dentro del material desplazado debido a movimientos diferenciales del mismo.
- 3) *Cabeza*: parte superior del material deslizado.
- 4) *Coronación*: lugar geométrico de los puntos más altos del contacto entre materiales desplazados y el escarpe.
- 5) *Pie de la superficie de rotura*: intersección de la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- 6) *Borde del material desplazado*: límite del material desplazado más alejado del escarpe principal.
- 7) *Punta*: extremo del borde más distante de la coronación.
- 8) *Pie*: porción de material desplazado, que se apoya sobre el terreno original a partir del pie de la superficie de rotura.
- 9) *Cuerpo principal*: porción el material desplazado apoyado sobre la superficie de rotura entre su pie y el escarpe principal.

⁴ Declive áspero del terreno. Plano, también inclinado opuestamente, que forma el muro que sostiene las tierras del camino cubierto. Del italiano *scarpa*. De modo general, cualquier tipo de salto que interrumpe la continuidad de un paisaje.

⁵ Gran pendiente. Dicho de una altura: Que no tiene subida ni bajada transitable o la tiene muy áspera y peligrosa.

- 10) *Flancos*: laterales del deslizamiento (derecho o izquierdo).
- 11) *Cabecera*: material prácticamente in situ, adyacente a la parte superior del escarpe principal.
- 12) *Superficie original del terreno*: talud existente antes de ocurrir el movimiento. Puede considerarse como tal la superficie de un antiguo deslizamiento estabilizado.
- 13) *Superficie de rotura*: superficie a través de la cual tiene lugar el movimiento.
- 14) *Superficie de separación*: superficie que limita el material desplazado del terreno original.
- 15) *Material desplazado*: masa de material movida hacia fuera del talud, desde su posición original en el mismo. Puede encontrarse en un estado deformado.
- 16) *Zona de deflación*: área dentro de la cual, el material desplazado se encuentra por debajo de la superficie original del terreno.
- 17) *Zona de acumulación*: área en la que el material desplazado se dispone por encima de la superficie original del terreno.
- 18) *P*: máxima profundidad del deslizamiento medida perpendicularmente al plano del talud.
- 19) *L*: máxima longitud del deslizamiento medida en el plano del talud.
- 20) *HD*: altura del deslizamiento medida entre la cabecera y el pie, en una misma sección.

21) *LD*: distancia horizontal desde el pie a la cabecera, medida en una sección longitudinal del deslizamiento.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 24.

Figura 2.2: Morfología y partes de un deslizamiento.

2.2.2.2. Tipos de deslizamiento.

Existen tres clases de deslizamientos, son los siguientes:

- Deslizamientos rotacionales
- Deslizamientos traslacionales
- Extensiones laterales

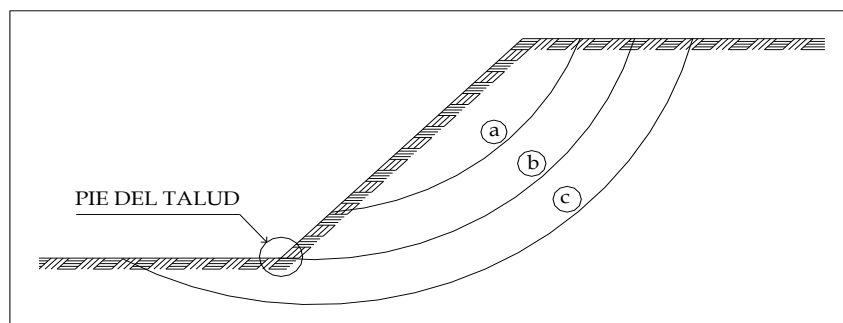
2.2.2.2.1. Deslizamientos rotacionales.

Tiene lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava. El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud.

La salida de las superficies circulares sobre la que se producen la rotura puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, a continuación se mencionan las posibilidades:

- a) Si la superficie de rotura corta al talud por encima de su pie, se denominan superficie de rotura de talud.
- b) Cuando la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base de dicho talud, recibe el nombre de superficie de rotura del pie del talud.
- c) Si la superficie de rotura pasa bajo el pie del talud con salida en la base del mismo y alejada del pie, se denomina superficie de rotura de base de talud.

Las rotura de talud y rotura del pie de talud se conoce también como Rotura Superficial; y la rotura de base de talud es conocido como Rotura Profunda.

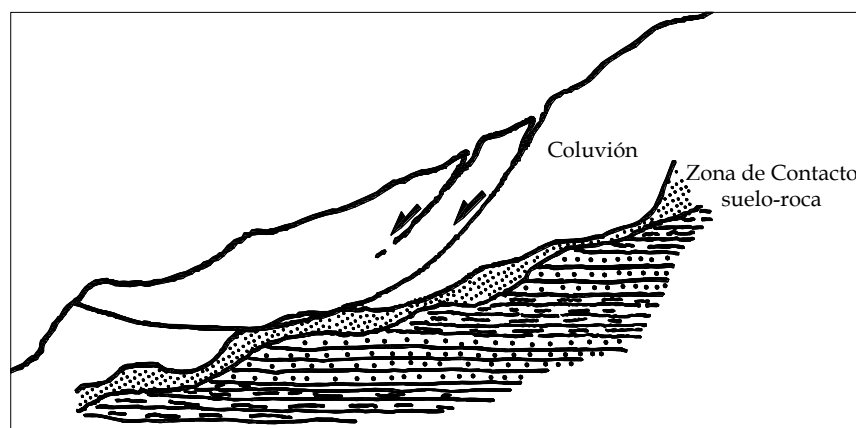


Fuente: Propia.

Figura 2.3: Superficie de rotura de un talud.

En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escape en su parte alta, tanto más acusado cuanto mayor desplazamiento sufra la masa deslizada.

La velocidad de estos movimientos varía de lenta e moderada, teniendo gran influencia la inclinación de la superficie de rotura en el pie del deslizamiento. Si el perfil de la superficie deslizada se inclina hacia el monte, mejora el equilibrio en la masa inestable, decreciendo el momento inductor y pudiéndose llegar a detener el deslizamiento.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 18.

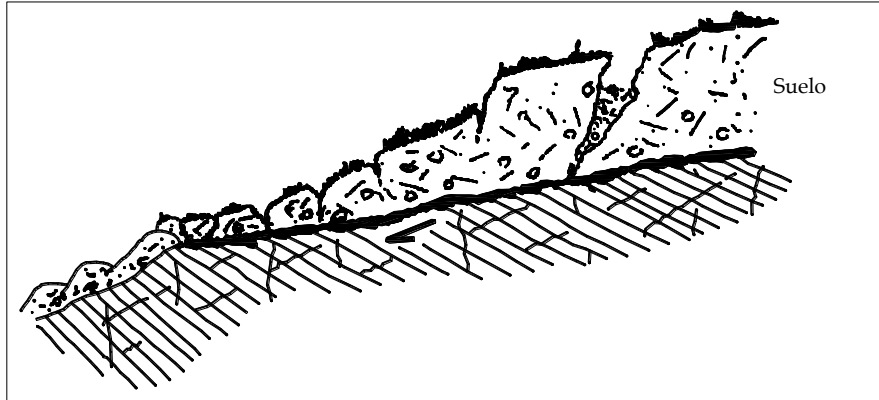
Figura 2.4: Deslizamiento rotacional en suelo.

2.2.2.2.2. Deslizamientos traslacionales.

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación. Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que esta quede sobre la superficie original del terreno.

Los deslizamientos traslacionales están controlados por discontinuidades, influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferente

naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de rellenos en discontinuidades, etc.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 18.

Figura 2.5: Deslizamiento translacional.

El progreso de estos deslizamientos tiende a ser indefinido, siempre que la inclinación de la superficie de deslizamiento sea lo suficientemente grande y la resistencia al corte inferior a las fuerzas desestabilizadoras.

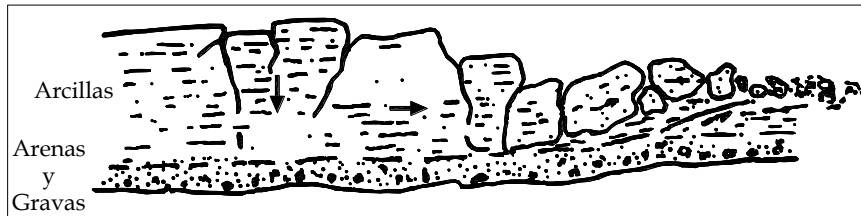
Existen deslizamientos traslacionales de gran variedad en su tamaño, formados por la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad. Si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denominan cuñas directas. Cuando la inclinación es hacia el mismo sentido reciben el nombre de cuñas inversas.

El deslizamiento se produce a lo largo de la línea de intersección de las superficies, cuando se inclina a favor del talud y con menos pendiente que este. Generalmente en los deslizamientos de tipo traslacional el movimiento se produce de forma rápida.

2.2.2.2.3. Extensiones laterales.

Estos movimientos no son frecuentes, sin embargo pueden aparecer cuando concurren determinadas características geológicas complejas. El movimiento consiste en una extensión lateral controlada por superficies de corte o fracturas de

tensión. Pueden aparecer sobre macizos rocosos con diferente competencia o bien sobre materiales con carácter de suelo.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 21.

Figura 2.6: Extensiones laterales.

El mecanismo de rotura suele ser complejo, puede incluir formas de traslación, rotación flujo y licuación de la materia. Cuando estos mecanismos se producen en materiales tipo suelo se desarrollan rápidos o muy rápidos, iniciándose súbitamente.

2.2.3. Flujos (coladas).

Se contemplan bajo esta denominación ciertos movimientos producidos en materiales rocosos, caso menos frecuente, y en materiales de tipo suelo, que constituyen los flujos en sentido estricto.

En los flujos de materiales tipo suelo existen una serie de factores que tienden a diversificarlos u originar subtipos. Así la granulometría del material y el contenido en agua son los dos factores más determinantes en el desarrollo de este tipo de procesos.

Se reconocen como flujos en sentido estricto debido a la semejanza de comportamiento con los fluidos viscosos, son propios de materiales tipo suelo. Las superficies de deslizamientos no suelen estar bien definidas y si se producen son efímeras.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 21.

Figura 2.7: Flujos (coladas).

El límite entre la masa que se ha movido y la que permanece in situ puede estar marcado por una estrecha franja, en la que se producen movimientos diferenciales o con una diferente distribución de la resistencia al corte.

En este tipo de flujos existen una serie de características generales como son: grandes desplazamientos de la masa movida y el efecto *fluidificante*⁶ del agua como parte del proceso. La velocidad con que tienen lugar suele ser rápida, aunque existen casos de extrema lentitud.

Existe una completa gradación de flujos en suelos, atendiendo a la granulometría de los mismos, contenido de agua, movilidad y carácter del movimiento. Seguidamente se comenta las características de los subtipos más representativos.

2.2.3.1. Reptación.

Es un tipo de proceso gravitacional que implica el movimiento descendente gradual del suelo. Una de las causas principales es la expansión y contracción alternativas del material de superficie causadas por humectación y sequía del suelo. La humectación eleva las partículas según un ángulo recto con respecto a la pendiente, y la sequía permite que las partículas vuelvan a caer a un nivel ligeramente inferior.

⁶ Proceso por el que determinamos sólidos, generalmente con granulometría fina, se comportan como fluidos.

Cada ciclo mueve el material una cierta distancia colina abajo. La reptación puede iniciarse también si el suelo se satura de agua. Después de una densa lluvia, el suelo repleto de agua puede perder su cohesión interna, permitiendo que la gravedad empuje el material pendiente abajo.

Dado que la reptación es imperceptiblemente lenta, el proceso no puede observarse en acción. Lo que puede observarse son los efectos de la reptación, que son la inclinación de los árboles, los cercados y los tendidos eléctricos; y que se desplacen los muros de contención.

2.2.3.2. Flujo de derrubios.

Constituye un proceso gravitacional rápido que consiste en la fluencia de suelo con abundante cantidad de agua. Los flujos de derrubios, denominados también coladas de barro, son característicos de regiones montañosas semiáridas y de las pendientes de algunos volcanes. Debido a sus propiedades fluidas, suelen seguir los cañones y los cauces fluviales. Para objeto del presente estudio considerando que está orientado a la estabilización de taludes, serán de considerados los movimientos relacionados con desprendimientos y deslizamientos.

2.2.4. Riesgo y peligrosidad.

Existe una relación de dependencia entre los tipos de movimientos y sus consecuencias, la cual da lugar a la aparición de los conceptos de riesgo y peligrosidad.

Adicionalmente sobre dichas consecuencias, influyen factores tales como:

- La velocidad con que se desarrolla el fenómeno.
- El volumen de material involucrado.
- La frecuencia con que se producen los movimientos.

A su vez, la velocidad con que se producen los movimientos depende de:

- La pendiente del talud.
- La forma de la superficie de rotura.
- Las propiedades físicas de los materiales.

La gama de velocidades de los movimientos de taludes oscila entre algunos mm/año y varios m/seg, pudiendo clasificarse los movimientos según su velocidad.

De acuerdo a su velocidad, los movimientos pueden clasificarse en:

- Extremadamente rápidos: > 10m/seg
- Muy rápidos: 10m/seg – 1m/min
- Rápidos: 1m/min – 1m/día
- Moderados: 1m/día – 1m/mes
- Lentos: 1m/mes – 1m/año
- Extremadamente lentos: < 1cm/año

En la siguiente tabla, puede apreciarse el rango general de velocidad de los diferentes tipos de movimientos.

Tabla 2.1: Rango de velocidad de los diferentes tipos de movimientos.

TIPO DE MOVIMIENTO	CLASE DE MATERIAL	RANGO GENERAL DE VELOCIDAD EN LOS MOVIMIENTOS					
	SUELOS	Extremad. Rápidos	Muy rápidos	Rápidos	Moderados	Lentos	Extremad. Lentos
Desprendimientos	Generalmente no existe					X	X
Vuelcos			X	X	X	X	
Deslizamientos rotacionales					X	X	X
Deslizamientos traslacionales	En contacto con roca	X	X	X	X	X	
			X	X	X	X	X
Extensiones Laterales			X	X	X	X	X
Coladas	Avalancha	X	X				
	Colada de barro		X				

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 36 y 37.

El volumen de material involucrado es variable y depende de la amplitud de la zona en la que se pueda desarrollar cierto tipo de movimientos. Por ejemplo, los desprendimientos y vuelcos, pueden involucrar en general un volumen menor a 1m^3 ; otros movimientos como los deslizamientos traslacionales y avalanchas pueden movilizar millones de m^3 .

La frecuencia con que pueden aparecer determinados movimientos es función de la recurrencia de las circunstancias que los favorezcan, las cuales pueden tener carácter cíclico u ocasional y diferente origen (climático, sísmico, etc.).

Puede inferirse entonces, que el riesgo supone la posibilidad de que se produzca un proceso inestable, y la peligrosidad consiste en evaluar las consecuencias de dicho proceso a nivel humano y/o material.

El nivel de riesgo se aprecia evaluando los factores condicionantes y desencadenantes de la inestabilidad (geomorfología, hidrología, geología, meteorización, entre otros). También se debe considerar la posibilidad del movimiento, la trayectoria más probable y los antecedentes de la zona.

Una apreciación completa del nivel de riesgo, debe involucrar varias observaciones del fenómeno y siempre tendrá carácter subjetivo. Los niveles de riesgo pueden dividirse en cuatro categorías:

- Riesgo débil.
- Riesgo mediano.
- Riesgo elevado.
- Riesgo muy elevado.

El establecimiento de uno u otro nivel de riesgo pueden basarse en tablas de síntesis que tomen en cuenta los diferentes factores.

La peligrosidad depende de la zona donde se puede originar el movimiento. Aumenta con la posibilidad de que afecte a zonas urbanas, y depende también de la velocidad con que se produzca el movimiento y el volumen involucrado.

El seguimiento sistemático de un determinado movimiento permite analizar su evolución y proporciona una importante información sobre su peligrosidad.

CAPÍTULO 2. 18

2. TALUDES. _____	19
2.1. Definición de talud. _____	19
2.2. Tipos de inestabilidad de taludes. _____	19
2.2.1. Desprendimientos. _____	20
2.2.2. Deslizamientos. _____	22
2.2.2.1. Morfología y partes de un deslizamiento. _____	22
2.2.2.2. Tipos de deslizamiento. _____	25
2.2.2.2.1. Deslizamientos rotacionales. _____	26
2.2.2.2.2. Deslizamientos traslacionales. _____	27
2.2.2.2.3. Extensiones laterales. _____	28
2.2.3. Flujos (coladas). _____	29
2.2.3.1. Reptación. _____	30
2.2.3.2. Flujo de derrubios. _____	31
2.2.4. Riesgo y peligrosidad. _____	31
Tabla 2.1: Rango de velocidad de los diferentes tipos de movimientos. _____	32
Figura 2.1: Desprendimiento. _____	21
Figura 2.2: Morfología y partes de un deslizamiento. _____	25
Figura 2.3: Superficie de rotura de un talud. _____	26
Figura 2.4: Deslizamiento rotacional en suelo. _____	27
Figura 2.5: Deslizamiento translacional. _____	28
Figura 2.6: Extensiones laterales. _____	29
Figura 2.7: Flujos (coladas). _____	30

CAPÍTULO 3.

Métodos de Estabilización Tradicional de Taludes.

3. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN TRADICIONAL DE TALUDES.

3.1. Antecedentes.

En los suelos, la inestabilidad de taludes se puede producir por tres causas generales que son:

- Aumento de peso en la corona del talud
- Quitar soporte en la base del talud.
- Aumento de Humedad.

Para el análisis y evaluación de la estabilidad de los taludes es necesario conocer la características y propiedades del suelo que lo conforman en la que van intervenir entre las mas importantes son la cohesión, resistencia al corte, peso especifico humedad.

Existen métodos de cálculo, para determinar la estabilidad de un talud. Todos ellos suponen que la resistencia al corte o tensión tangencial máxima en un punto de la superficie de deslizamiento sigue la ley lineal de Coulomb, entre los principales métodos se tiene:

- Talud infinito: Cuando el material inestable constituye una capa de espesor constante y muy pequeño respecto a la altura del talud, esté se domina talud infinito o indefinido. La superficie de deslizamiento es paralela al talud.
- Roturas circulares y curvas: Se llama rotura circular a aquella en la que la superficie de deslizamiento es similar a una superficie cilíndrica cuya sección trasversal se asemeja a un arco de círculo. El método más empleado para determinar el factor de un talud con rotura circular, es el método simplificado de Bishop.

3.2. Estabilización de taludes.

La conformación de taludes, sobre todo para obras civiles en condiciones topográficas muy difíciles, debe acompañarse con la colocación de elementos resistentes que mejoren su estabilidad, para alcanzar un factor de seguridad preestablecido.

Las protecciones de taludes, que permiten independizarlos de los agentes meteorizantes, ya sea hidrosiembras u hormigones proyectados, son recomendables sobre todo en aquellos taludes constituidos por suelos alterables.

La aplicación de medidas correctoras dependerá de los diferentes factores que puedan presentarse, siendo los más importantes el constructivo o el económico; al analizar éstos, se tendrá la solución ideal.

3.2.1. Estabilización por modificación de la geometría del talud.

Cuando un talud es inestable o su estabilidad resulta precaria, una forma de corregirlo es modificando su geometría para obtener una nueva configuración que resulte estable.

Esta modificación busca obtener al menos uno de los dos efectos siguientes:

- Disminuir las fuerzas que desarrollan el movimiento de la masa.
- Aumentar la resistencia al corte del terreno mediante el incremento de las tensiones normales en zonas convenientes de la superficie de rotura.

Lo primero se consigue reduciendo el volumen de la parte superior del deslizamiento y lo segundo incrementando el volumen en el pie del mismo.

Las formas en las que puede modificarse la geometría de un talud para mejorar su estabilidad se mencionan a continuación:

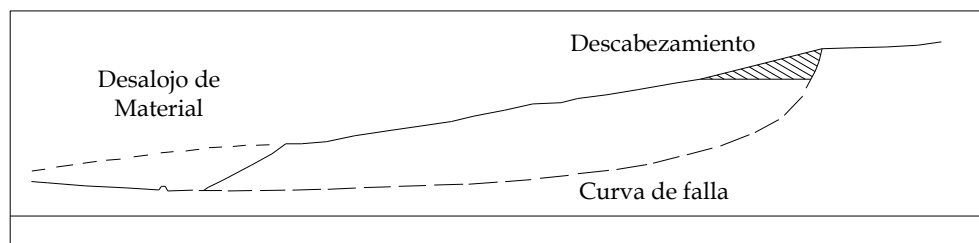
- Descabezamiento.

- Construcción de tacones de tierra o escollera.
- Construcción de bermas intermedias.

La principal ventaja de estas alternativas es que proporcionan una solución permanente a la estabilidad del talud. El inconveniente fundamental es el elevado costo que representan. La excavación suele ser costosa considerando sobre todo la difícil accesibilidad. A continuación se describen las ya mencionadas medidas de corrección geométrica del talud.

3.2.1.1. Descabezamiento.

Consiste en la eliminación de material de la parte superior de la masa potencialmente inestable; ya que es en dicha zona donde el peso del material contribuye más al deslizamiento, dado que en la parte superior de la superficie del talud es donde éste tiene su máxima inclinación en la superficie de rotura. La eliminación de material en cantidades relativamente escasas de la parte superior del talud, produce aumentos importantes en el factor de seguridad.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 297.

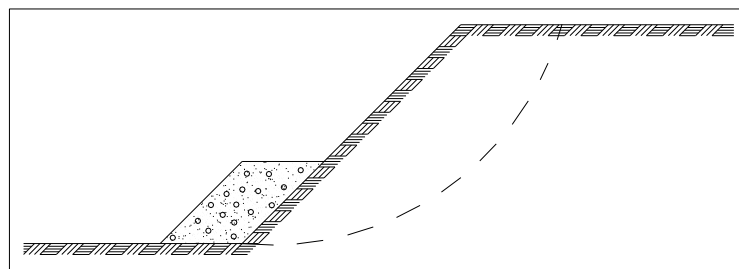
Figura 3.1: Corrección de un deslizamiento en un suelo arcilloso.

Este método de corrección de taludes resulta efectivo y se aplica fundamentalmente cuando la excavación no presenta dificultades serias que pueden derivarse tanto de las características del material como de la accesibilidad de la zona.

3.2.1.2. Tacones de tierra o escollera.

Consiste en un bloque de gran magnitud que se asienta en la parte baja del talud. El peso del tacón colocado en el pie del talud se traduce en un aumento de las tensiones normales en la parte baja de la superficie de deslizamiento, lo que aumenta su resistencia.

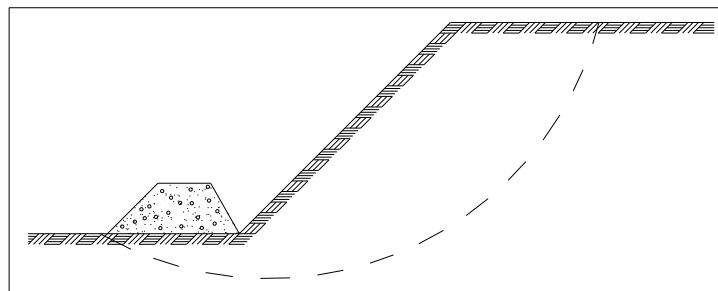
Dicho aumento depende del ángulo de rozamiento interno en la superficie de deslizamiento. Si es elevado, el deslizamiento suele producirse por el pie y es más ventajoso construir el tacón encima del pie del talud posibilitando la estabilización de grandes masas deslizantes mediante pesos de tacón relativamente pequeños.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 298.

Figura 3.2: Deslizamiento por el pie.

Si el ángulo de rozamiento interno es bajo, el pie del talud y el deslizamiento suele ser por la base y alejado del pie. Para estos casos, es preferible colocar un relleno frente al pie del talud.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 298.

Figura 3.3: Deslizamiento por debajo del pie.

En cualquier caso el peso propio del tacón supone un aumento del momento estabilizador frente a la rotura. Es importante que la base del relleno se encuentre

bien drenada; caso contrario su efecto estabilizador puede verse disminuido, especialmente si el relleno se apoya sobre materiales arcillosos.

La aplicación de tacones de tierra o escollera en el pie del talud, puede efectuarse en combinación con el descabezamiento del talud. Dependiendo de las características del suelo, es posible emplear para el tacón el mismo material de la cabecera del talud, lo que en ocasiones permite reducir los costos.

Los tacones se construyen frecuentemente con escollera debido a su alto rozamiento interno, que permite taludes de altas pendientes, lo que ahorra material debido también a su gran permeabilidad que garantiza el efecto drenante necesario, aunque dicho efecto solo es imprescindible en la cara inferior del relleno del tacón.

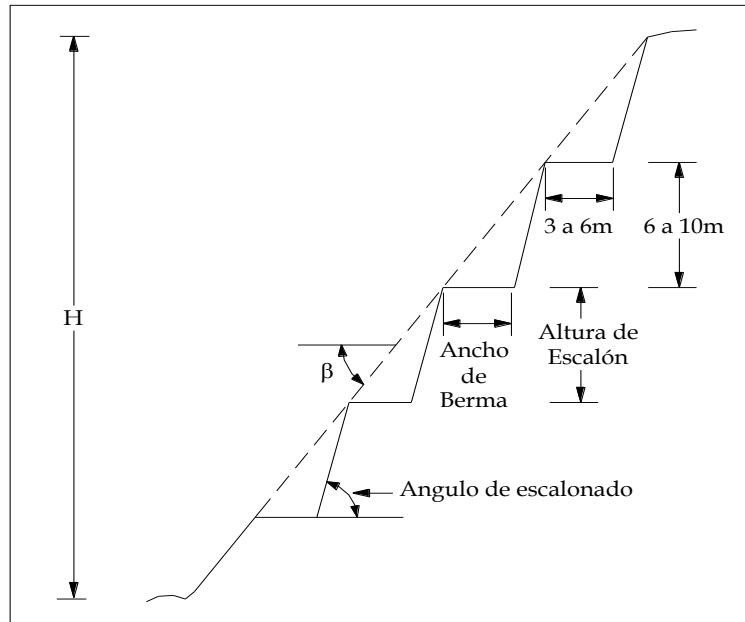
3.2.1.3. Bermas.

La disposición de bermas intermedias en un talud es una medida que suele decidirse antes de la construcción del talud, en la fase de proyecto, a diferencia de la ejecución de descabezamiento y/o tacones, que se adoptan una vez construido el talud, cuando aparecen indicios de procesos inestables.

La estabilidad general de un talud con bermas es muy superior a la de un talud continuo de igual altura y con un ángulo igual al de escalonado, en vista de que el volumen deslizable se reduce significativamente.

Adicionalmente, facilitan el proceso constructivo y las operaciones de mantenimiento del talud, retienen las caídas de fragmentos de roca y en general se dispone en ellas zanjas de drenaje para evacuar las aguas de escorrentía, disminuyen su efecto erosivo y el aumento de presiones intersticiales.

Las dimensiones que pueden tener las Bermas oscilan: para Altura del Escalón de 6 a 10m y el Ancho de Berma de 3 a 6 m. El esquema tipo de un talud con bermas, se representa en la Figura 3.4.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 300.

Figura 3.4: Esquema de un Talud con Bermas intermedias.

3.2.2. Estabilización por Drenaje.

La corrección de taludes mediante medidas de drenaje tiene por objeto reducir las presiones intersticiales que actúan sobre la potencial o existente superficie de deslizamiento, lo que aumenta su resistencia; disminuyendo el peso total y por tanto las fuerzas desestabilizadoras.

Se tiende a adoptar las medidas de drenaje cuando en un talud ya existente se aprecia signos evidentes de inestabilidad. La detección de un talud inestable va unida a ciertos movimientos de la masa deslizante lo que conlleva a una reducción de las propiedades resistentes del suelo.

La inclusión de medidas de drenaje en el proyecto del talud y su aplicación desde el inicio de la construcción permite obtener el máximo beneficio pues se mantiene intacta la resistencia del terreno, acompañado de un estudio hidrogeológico

preliminar que es imprescindible para obtener el óptimo aprovechamiento de las medidas. En ocasiones los sistemas de drenaje pueden ser poco o nada eficaces debido al desconocimiento previo de las condiciones hidrogeológicas del terreno.

Otras ventajas del drenaje son, que facilitan el proceso constructivo y se pueden proyectar taludes de mayor altura y/o mayor ángulo.

Existen dos tipos de medidas de drenaje:

- 1) Drenaje Superficial, cuya finalidad es recoger las aguas superficiales o las recogidas por los drenajes profundos y evacuarlas lejos del talud evitando su filtración.
- 2) Drenaje Profundo, cuya finalidad es deprimir el nivel freático con la consiguiente disminución de las presiones intersticiales.

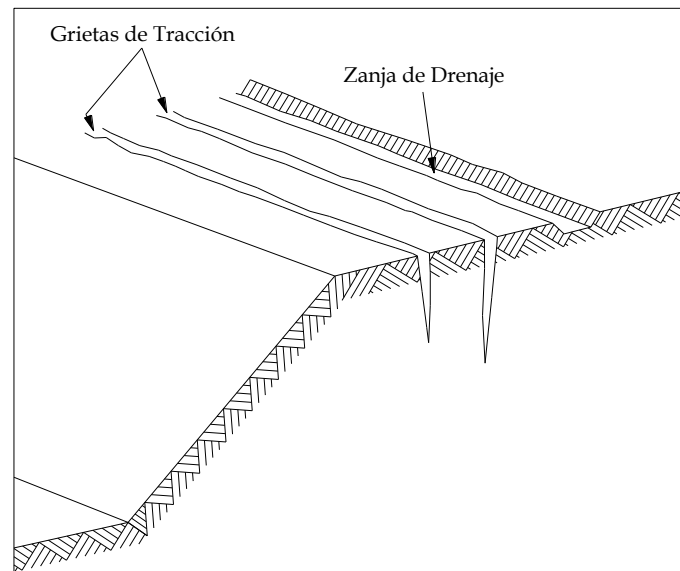
3.2.2.1. Drenaje superficial.

Las medidas de drenaje superficial tienen una doble finalidad:

- a) Evitar que las aguas superficiales lleguen a zonas lo suficientemente próximas al talud como para que su filtración directa o por grietas del terreno produzca una elevación significativa del nivel freático y por consiguiente de las presiones intersticiales, además de que se incrementa el peso de la masa deslizable.
- b) Evitar en la medida de lo posible, los efectos de las aguas de escorrentía sobre la superficie del talud, con la consiguiente degradación del mismo.

Como primera medida, cualquier curso de agua permanente o estacional debe desviarse de forma que no afecte al área a tratar. Si en la superficie del talud o en la cabecera del mismo existe alguna fuente, el agua debe ser evacuada lejos de la zona de posible deslizamiento.

La zona en la que el agua superficial es potencialmente más perjudicial es la situada sobre la cresta del talud. Por ello es conveniente dar cierta pendiente a esta superficie y eliminar los apilamientos de derrubios o monteras que puedan dar lugar al embalsamiento del agua. De esta forma se permite el fácil acceso del agua superficial a los dispositivos de evacuación que se hayan dispuesto.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 302.

Figura 3.5: Disposición de zanjas de drenaje en un talud.

Las aguas de escorrentía se evacuan por medio de zanjas de drenaje, que de preferencia se encuentren impermeabilizadas y que sean aproximadamente paralelas al talud. Deben situarse a detrás de la cresta del talud y a poca distancia de la misma, de forma que eviten que el agua llegue a la zona de posibles o existentes grietas de tracción.

Las zanjas, deben tener una sección apropiada para el caudal que vayan a evacuar y su solera ha de estar convenientemente inclinada con el fin de evitar encharcamientos que podrían resultar peligrosos. El revestimiento debe ser capaz de resistir la erosión del agua y es conveniente hacerlo impermeable, sobre todo si el terreno es arenoso.

El cálculo de la sección debe hacerse con los métodos hidrológicos. Una aproximación al caudal máximo, puede hacerse mediante la formula racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,6} \quad (3.1)$$

Donde:

Q: Caudal máximo (m³/s).

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad máxima de lluvia en el periodo de retorno considerado (mm/h)

A: Cuenca de aporte (km²)

Frecuentemente el material empleado para las zanjas de drenaje de agua superficial es hormigón. Para garantizar su impermeabilidad, debe realizarse el sellado de las juntas con un revestimiento asfáltico de preferencia.

Es importante el mantenimiento y vigilancia de las zanjas de drenaje ya que podrían pues pueden resultar ineficaces si se acumulan sedimentos o si se pierde la impermeabilidad de las mismas debido a pequeños movimientos del talud.

3.2.2.2. Drenaje profundo.

Los drenajes profundos consisten en orificios que penetran en el suelo y que recogen el agua contenida en el mismo atrayendo las líneas de corriente y deprimiendo el nivel freático.

Se aplican generalmente en taludes excavados y en taludes naturales con indicios de inestabilidad. Los drenajes profundos se pueden clasificar en los siguientes grupos:

- a) Drenajes horizontales, perforados desde la superficie del talud.
- b) Pozos verticales, perforados desde la superficie superior del talud o desde este mismo.

- c) Galerías de drenaje, generalmente paralelas al talud y bastante profundas.
- d) Zanjas con relleno drenante, dispuestas en la superficie del talud o en el pie de este.

A la hora de llevar a cabo un sistema de drenajes profundos se debe tener en cuenta las características hidrogeológicas del suelo, partiendo de las siguientes consideraciones:

- a) Debe existir una adecuada conexión hidráulica entre el tipo de suelo del talud y el sistema de drenaje.
- b) La eficacia de un sistema de drenaje esta condicionada por la capacidad de recarga de la zona a drenar. El sistema de drenaje debe ser capaz de desaguar un caudal superior a dicha capacidad de recarga, por lo que debe tener una superficie efectiva apropiada para el caudal a drenar.
- c) En taludes no homogéneos, el sistema de drenaje debe adaptarse a dicha heterogeneidad. Cuando existe un estrato de material de permeabilidad muy diferente de la del resto del talud, dicho estrato debe ser interceptado por el sistema de drenaje.
- d) El tiempo de respuesta de las presiones intersticiales a la instalación de un drenaje profundo depende de la permeabilidad del material. En materiales muy poco permeables pueden ser necesarios periodos de tiempos superiores a un año para que se alcance unas condiciones estacionarias con el talud drenado.
- e) Si en un talud se van a llevar a cabo medidas de drenaje, es necesario definir la zona del talud que requiere dichas medidas y que será la zona que presente mayores indicios de inestabilidad, la cual dependerá de las condiciones intersticiales.

3.2.2.2.1. Drenes horizontales.

Consiste en taladros de pequeño diámetro aproximadamente horizontales, que parten de la superficie del talud y que están generalmente contenidos en una sección transversal del mismo.

Sus principales ventajas son las siguientes:

- La instalación es rápida y sencilla.
- El drenaje se realiza por gravedad.
- Requiere de poco mantenimiento.
- Es un sistema flexible que puede readaptarse si la geología es diferente a la que se espera.

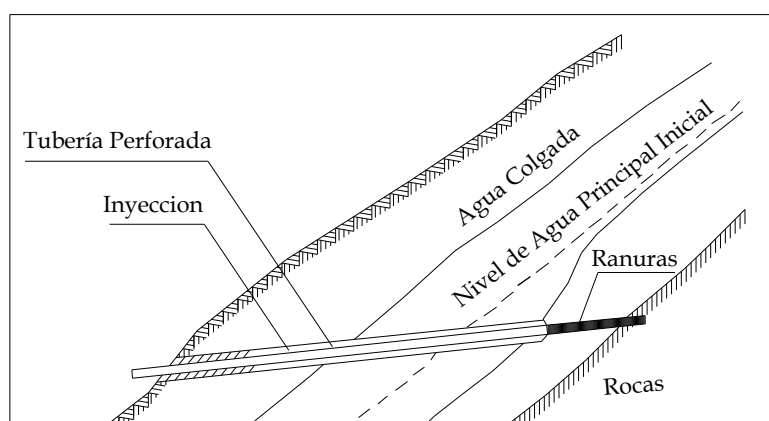
Los inconvenientes que presenta son:

- Su área de influencia es limitada y menor que otros métodos de drenaje profundo.
- Deben perforarse una vez realizada la excavación por lo que la seguridad del talud hasta la instalación puede resultar precaria.

Los drenes horizontales son aplicables como única medida de estabilización por drenajes para taludes de altura pequeña o mediana.

Para establecer el diámetro apropiado de los drenes horizontales de un talud determinado, las dimensiones deben adoptarse después de un estudio hidrogeológico previo.

Para permitir el drenaje por gravedad, los drenes se disponen subiendo desde el talud con un ángulo generalmente comprendido entre 5 y 10°.



Fuente: Estabilidad de Taludes, Capítulo Subdrenaje

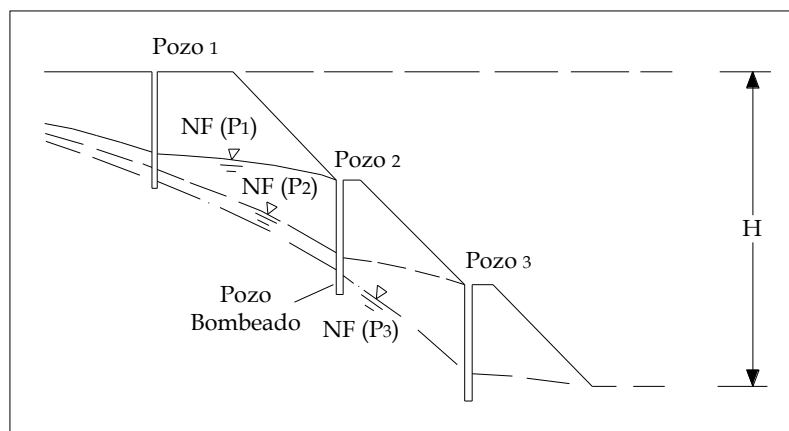
Figura 3.6: Esquema de un drenaje horizontal.

3.2.2.2.2. Pozos verticales de drenaje.

El agua que recoge se extrae generalmente por bombeo, mediante bombas sumergidas situadas en la parte inferior del pozo.

Su principal ventaja respecto a los drenes horizontales es el hecho de que puede instalarse y ponerse en funcionamiento antes de comenzar la excavación con lo que se consigue lo siguiente:

- Se garantiza la estabilidad del talud durante la construcción.
- Se facilita la construcción al disminuirse la cantidad de agua que aflora por el frente de excavación.



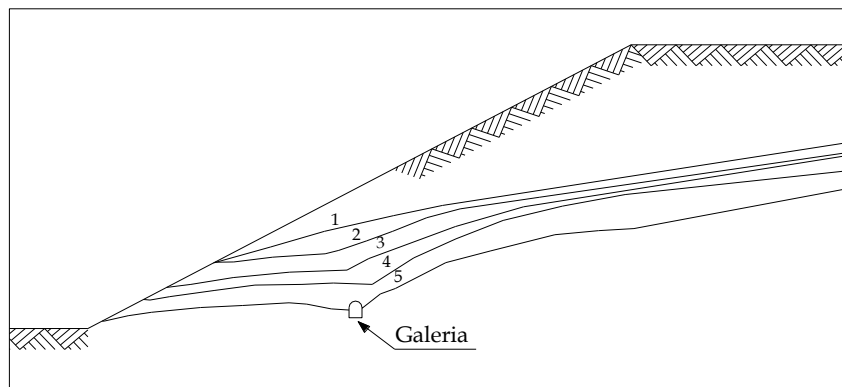
Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 307.

Figura 3.7: Esquema de un pozo de drenaje.

3.2.2.2.3. Galerías de drenaje.

Son galerías excavadas en el terreno distantes de la superficie del mismo y suelen disponerse paralelas al talud.

Es el sistema más efectivo también el más caro por lo que su utilización solo se considera en situaciones críticas y en taludes de gran altura. En estos últimos se necesitaría un elevado número de drenes horizontales y pozos verticales de drenaje de gran longitud lo que puede hacer que el empleo de galerías de drenaje sea más económico en cierto tipo de taludes.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 308.

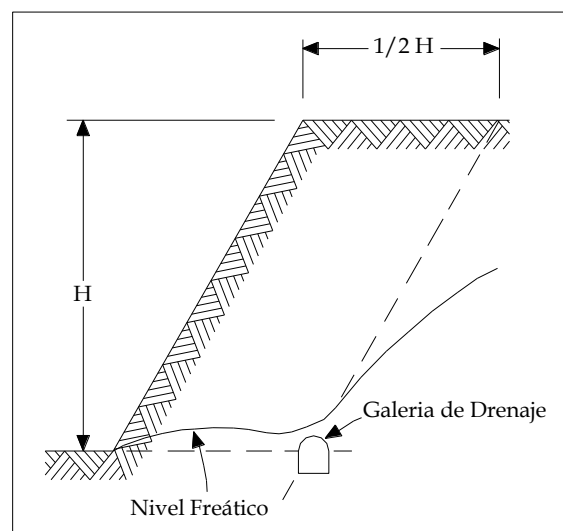
Figura 3.8: Esquema de galería drenante.

En muchas ocasiones es conveniente instalar drenes perforados desde la galería con lo que se aumenta su radio de acción y la efectividad del sistema de drenaje.

Las principales ventajas frente a los drenes horizontales y los pozos de drenaje son las siguientes:

- Tiene mayor capacidad drenante debido a su gran sección transversal.
- Son apropiadas para operaciones a largo plazo dado que el drenaje se realiza generalmente por gravedad y su vida útil es mucho mayor.
- Son un medio excelente para determinar las características del terreno.

La ubicación y el tamaño óptimo de las galerías, puede estudiarse por métodos teóricos para lo que debe conocerse, al menos aproximadamente, las características de permeabilidad del terreno.



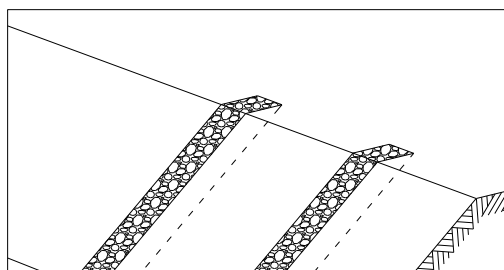
Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 308.

Figura 3.9: Posición óptima de una galería drenante.

3.2.2.2.4. Zanjas con relleno drenante.

Son zanjas rellenas de material drenante, excavadas en el talud o más allá del pie del mismo cuya acción drenante se limita a profundidades pequeñas. Pueden ser de dos tipos:

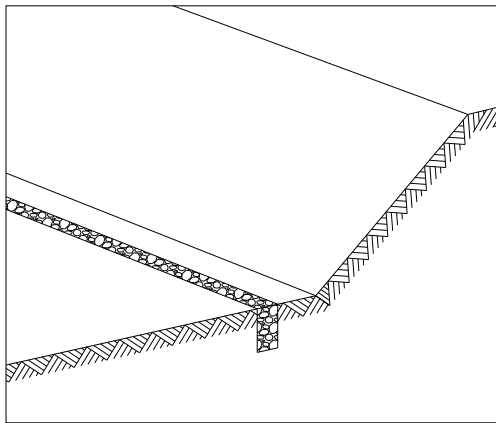
Zanjas de talud, Siguen la línea de máxima pendiente del talud. Son aplicadas cuando los deslizamientos potenciales están situados a poca profundidad.



Fuente: Propia.

Figura 3.10: Zanjas de talud.

Zanjas Horizontales, Son paralelas al talud y se sitúan en el pie del mismo. En ocasiones se emplean para recoger el agua proveniente de las zanjas de talud.



Fuente: Propia.

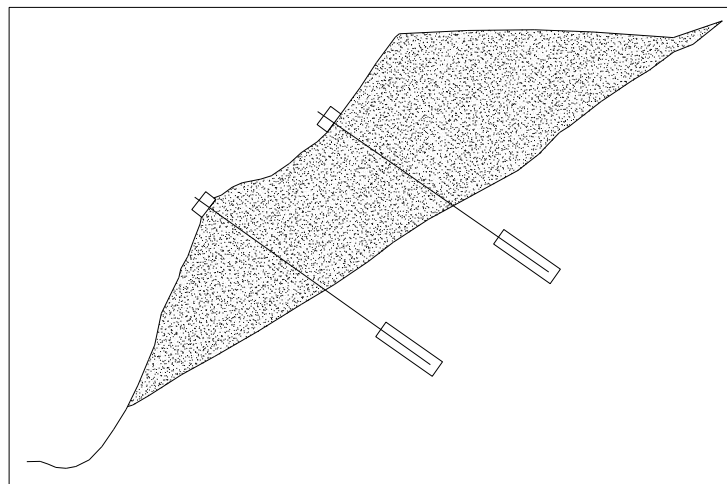
Figura 3.11: Zanjas horizontales.

3.2.3. Estabilización por elementos resistentes.

3.2.3.1. Anclajes.

Los anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados desde el talud y cementadas.

Son elementos que trabajan a tracción y que colaboran a la estabilidad del talud de dos formas:



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 310.

Figura 3.12: Esquema de un anclaje.

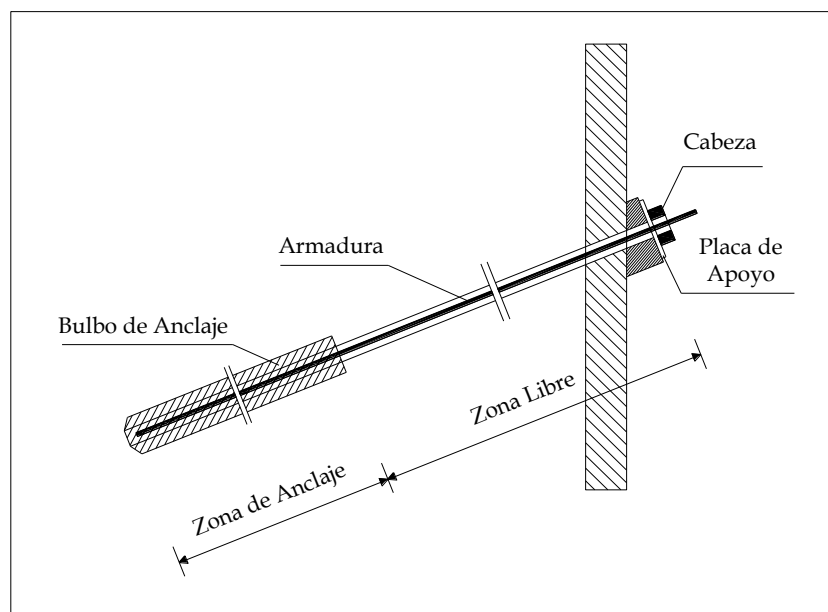
- Proporcionan una fuerza contraria al movimiento de la masa.
- Producen un incremento de las tensiones normales en la existente y potencial superficie de rotura, la que provoca un aumento de la resistencia al deslizamiento en dicha superficie.

En un anclaje se distinguen tres partes fundamentales:

- a) Zona de anclaje, es la parte adherida al terreno en profundidad encargada de transferir los esfuerzos mismos.
- b) Zona libre, es la parte en que la armadura se encuentra independizada del terreno que la rodea, de forma que puede deformarse con total libertad al ponerse en tensión.

c) Cabeza, es la zona de unión de armadura con la placa de apoyo.

d) Placa de apoyo.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, Pág. 310.

Figura 3.13: Esquema de un anclaje.

La longitud de los anclajes suelen oscilar entre los 10 y 100m y el diámetro de perforación entre 75 y 125mm.

Los anclajes se clasifican según diversos conceptos. En función del tiempo de servicio se pueden distinguir los siguientes tipos:

- 1) Anclajes Provisionales, que proporcionan las condiciones de estabilidad al talud durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan.

2) Anclajes permanentes, su instalación es definitiva, ejecutados para hacer frente a los peligros corrosión con mayores coeficientes de seguridad.

En función de su forma de trabajar se pueden clasificar en:

- 1) Anclajes pasivos, que no pretensa la armadura después de su instalación.
- 2) Anclajes activos, los cuales una vez instalados pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible.
- 3) Anclajes mixtos, pretensa la armadura con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

La carga admisible de una armadura es igual al producto de la sección de acero por su límite elástico, multiplicado por un coeficiente de seguridad (0,6 para anclajes permanentes y 0,75 para anclajes provisionales).

Los materiales empleados como armadura o miembro de tracción son los siguientes:

- Alambres de acero de alta resistencia.
- Cordones constituidos por alambres de alta resistencia.
- Barras de acero especial.

Las barras de acero empleadas en los anclajes se denominan bulones o pernos de anclaje. El anclaje mediante cordones o grupos de cordones se denomina anclaje por cables.

3.2.3.2. Muros.

Se emplean frecuentemente como elementos resistentes en taludes, para estabilizar deslizamientos existentes o potenciales, al introducir un elemento de contención en el pie.

Pueden representar sin embargo un inconveniente, y es que su construcción exige una cierta excavación en el pie del talud, situación que favorece la inestabilidad hasta que el muro esté completamente instalado. En adición probablemente pueden no ser capaces de evitar posibles deslizamientos, por encima o por debajo del mismo.

En desmontes y terraplenes en los que la falta de espacio impone taludes casi verticales, el empleo de muros puede ser casi obligado. Esta situación es frecuente en la construcción de vías de transporte.

En general, su construcción es una operación costosa. Sin embargo, son empleados con frecuencia ya que en muchos casos constituyen la única alternativa viable.

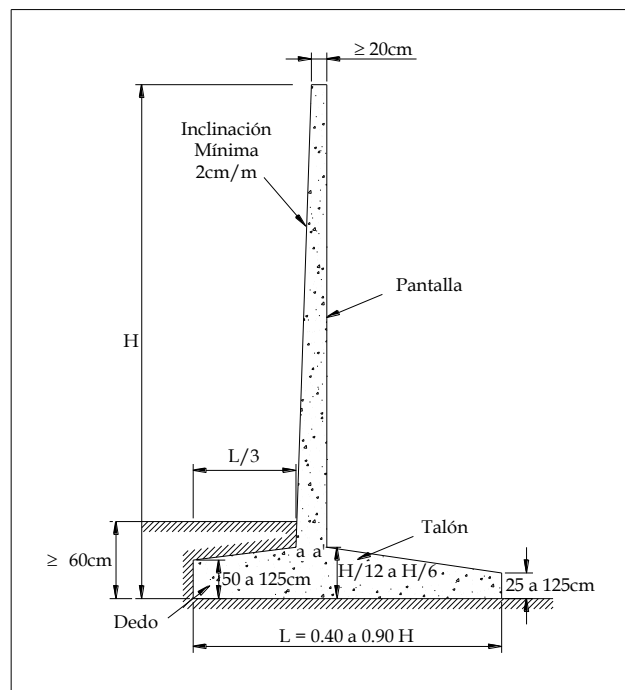
Existen diversos tipos de muros. Sin embargo, el presente trabajo se limitará al análisis de dos de ellos:

- Muros Aligerados en L o T.
- Muros de Tierra Armada.

3.2.3.2.1. Muros estructurales en L o T.

Antiguamente, los muros eran de gravedad, mampostería u hormigón en masa, de sección prácticamente constante, con anchuras del orden del 30% de su altura. Éstos, fueron posteriormente sustituidos con muros de hormigón armado, disminuyendo su espesor y tensiones de cimentación. En estos casos es muy frecuente acudir a formas de L y T invertida, en las que se disminuye el volumen de la fábrica a cambio de una conveniente armadura.

Se caracterizan por utilizar menor cantidad de hormigón que los muros de gravedad tradicionales. Su pantalla vertical actúa como viga en voladizo y contrarrestan el momento volcador del empuje del terreno principalmente por el momento estabilizador de las tierras situadas sobre el talón. La relación H/L está entre 1,5 y 2 y la longitud del dedo suele ser $1/3$ de L .



Fuente: Libro Geotecnia y Cimientos II Pág. 795.

Figura 3.14: Predimensionado de un Muro Estructural.

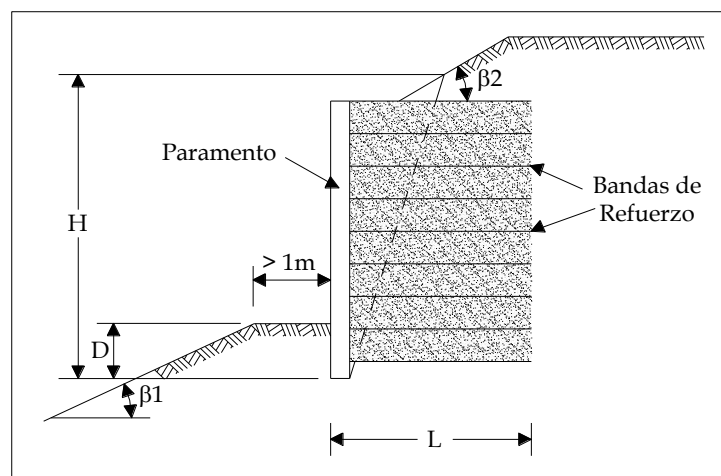
La presión sobre el cimiento es menor que en los muros de gravedad, por lo que son adecuados cuando la cimentación es mala. En ocasiones se disponen en contrafuertes interiores (hacia el terreno) y menos frecuentemente, exteriores.

Los máximos momentos flectores, se producen en la base de la pantalla vertical (sección a-a'). Para grandes alturas, la magnitud de los momentos a los que se ve sometido suele hacer conveniente el empleo de contrafuertes.

Los esfuerzos sobre cada una de las partes del muro (pantalla vertical, talón y dedo), se calculan suponiendo que se comportan como vigas en voladizo. El cálculo de este tipo de muros, se basa en general, en suponer un estado de Rankine en el terreno, añadiendo diversas consideraciones simples de tipo empírico.

3.2.3.2.2. Muros de Tierra Armada

La tierra armada es un procedimiento patentado que consiste en reforzar un muro mediante bandas de material manufacturado, generalmente metálico. Las bandas van ancladas a la pared y se disponen perpendicularmente a la misma. El rozamiento entre el suelo y las bandas proporciona la estabilidad del conjunto.



Fuente: Libro Curso Aplicado de Cimentaciones Pág. 227.

Figura 3.15: Esquema de un sistema de Tierra Armada.

Las principales ventajas que presentan los muros de tierra armada son las siguientes:

- Su construcción es fácil y rápida.
- Su costo es frecuentemente inferior que el de los demás sistemas alternativos.
- No tiene limitaciones prácticas en la longitud ni en la altura.
- Su construcción es particularmente apropiada en terrenos de mala cimentación debido a que transmite tensiones relativamente pequeñas.

A la hora de proyectar un muro de tierra armada se debe tener en cuenta dos requerimientos básicos.

- 1) Debe existir suficiente rozamiento entre el suelo y las bandas de refuerzo para evitar el deslizamiento entre ambos, lo que provocaría la rotura del muro.
- 2) Las bandas de refuerzo deben tener la suficiente sección para resistir los elevados esfuerzos de tracción a los que se ven sometidos.

El rozamiento entre el suelo y bandas se puede mejorar dando rugosidad a la superficie de estas últimas pero el factor fundamental para obtener la suficiente fricción es la longitud de las bandas. Generalmente suele ser suficiente con una longitud entre 0,8 y 1,2 veces la altura del muro.

Los materiales necesarios para construir un muro de tierra armada son los siguientes:

- a) Bandas de refuerzo, generalmente son de acero galvanizado. Se emplea también el aluminio. En ocasiones se emplean mallas, alambres o material plástico.
- b) Paramento del muro, evita que caiga tierra. Debido a la acción de las bandas, resiste un empuje sustancialmente menor. Suele estar constituido por placas

prefabricadas de hormigón o por chapas metálica de forma elíptica de acero galvanizado. Deben ser flexibles para permitir deformaciones y resistentes a la corrosión.

- c) Relleno de tierra, no debe contener materiales degradables. Su ángulo de rozamiento interno ϕ debe ser mayor o igual a 25° . En general se compacta el relleno para disminuir los asentos.

El cálculo de un muro de tierra armada se hace estudiando el equilibrio límite y suponiendo que el empuje horizontal de tierra es transmitido a las bandas por rozamiento.

3.2.4. Impermeabilización.

La impermeabilización de taludes cumple con el fin de evitar la migración de material por acción de los agentes externos como lo son el viento y agua, en otras palabras con la impermeabilización del talud se busca la erosión. Entre los métodos más utilizados se tienen:

- a) Barreras de material de muy baja permeabilidad recubriendo el fondo y taludes laterales. Esta combinación de barreras de baja permeabilidad puede ser:
- Suelos compactados de baja permeabilidad: Existentes naturalmente o bien logrado en base a mezclas con bentonita.
 - Geomembranas: Son membranas de baja permeabilidad usadas como barreras contra fluidos.
- b) Capas drenantes a fin de coleccionar y conducir flujos no deseados. Los materiales de alta permeabilidad empleados para construir capas drenantes incluyen: Suelos de alta permeabilidad, materiales sintéticos para drenaje, y tuberías de conducción.
- c) Sistemas de impermeabilización dobles y compuestos. Está conformado por dos o más componentes de baja permeabilidad, formado por materiales

diferentes en contacto directo uno con el otro. Un sistema compuesto no constituye un sistema doble dado que no cuenta con un sistema intermedio de colección y remoción de líquidos entre ambos componentes de baja permeabilidad. El sistema doble de impermeabilización maximiza la posibilidad de colectar la migración de líquidos y facilitar su colección y remoción.

CAPÍTULO 3.	35
3. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN TRADICIONAL DE TALUDES.	36
3.1. Antecedentes.	36
3.2. Estabilización de taludes.	37
3.2.1. Estabilización por modificación de la geometría del talud.	37
3.2.1.1. Descabezamiento.	38
3.2.1.2. Tacones de tierra o escollera.	38
3.2.1.3. Bermas.	40
3.2.2. Estabilización por Drenaje.	41
3.2.2.1. Drenaje superficial.	42
3.2.2.2. Drenaje profundo.	44
3.2.2.2.1. Drenes horizontales.	45
3.2.2.2.2. Pozos verticales de drenaje.	47
3.2.2.2.3. Galerías de drenaje.	48

3.2.2.2.4.	Zanjas con relleno drenante.	49
3.2.3.	Estabilización por elementos resistentes.	50
3.2.3.1.	Anclajes.	50
3.2.3.2.	Muros.	53
3.2.3.2.1.	Muros estructurales en L o T.	54
3.2.3.2.2.	Muros de Tierra Armada	56
3.2.4.	Impermeabilización.	58

Figura 3.1:	Corrección de un deslizamiento en un suelo arcilloso.	38
Figura 3.2:	Deslizamiento por el pie.	39
Figura 3.3:	Deslizamiento por debajo del pie.	39
Figura 3.4:	Esquema de un Talud con Bermas intermedias.	41
Figura 3.5:	Disposición de zanjas de drenaje en un talud.	43
Figura 3.6:	Esquema de un drenaje horizontal.	47
Figura 3.7:	Esquema de un pozo de drenaje.	47
Figura 3.8:	Esquema de galería drenante.	48
Figura 3.9:	Posición óptima de una galería drenante.	49
Figura 3.10:	Zanjas de talud.	50
Figura 3.11:	Zanjas horizontales.	50
Figura 3.12:	Esquema de un anclaje.	51
Figura 3.13:	Esquema de un anclaje.	52
Figura 3.14:	Predimensionado de un Muro Estructural.	55
Figura 3.15:	Esquema de un sistema de Tierra Armada.	56

CAPÍTULO 4.

Métodos de Estabilización de Taludes con Geosintéticos.

4. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON GEOSINTÉTICOS.

4.1. Antecedentes.

Entre los tipos de obras más comunes para estabilizar los taludes son los muros de contención, tradicionalmente se han utilizado muros de contención por gravedad, los cuales absorben las presiones horizontales gracias a su gran masa.

Una de las alternativas presentadas a mediados de la década de los sesenta, fue creada por el ingeniero francés Henry Vidal, con el nombre registrado de Tierra Armada, la misma, consistía en la inclusión de una serie de tiras metálicas, amarradas a unos elementos externos que componían la cara o paramento del muro, hasta una determinada longitud dentro del relleno utilizado, para conformar así la masa de contención.

Este es un sistema que ha sido empleado con relativo éxito en la actualidad. El mismo, fue mencionado en el capítulo anterior.

A pesar de que posee un buen desempeño, su principal problema radica en la determinación de la duración del refuerzo metálico dentro del suelo, ya que este se encuentra expuesto a un proceso permanente de corrosión.

Gracias al desarrollo de nuevos materiales que pueden soportar las condiciones de humedad y de acidez o alcalinidad dentro del suelo, se ha implementado el uso de mantos sintéticos tales como geotextiles y/o geomallas, para que suministren refuerzo gracias a las características mecánicas que poseen, como su resistencia a la tensión; desarrollando de forma análoga la misma función que las tiras metálicas, solamente que el refuerzo es suministrado en zonas determinadas por franjas.

Los estudios que condujeron al uso de esta nueva tecnología tuvieron su origen en Francia y Suecia a finales de la década de los setenta.

Los geotextiles y las geomallas, compiten en uso en diferentes aplicaciones de refuerzo. Ambos se diseñan con métodos similares pero difieren en su fabricación, apariencia y colocación.

Los muros de contención reforzados con geotextil y/o geomalla se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados naturalmente, principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones geométricas de la sección de la vía no permiten que las zonas de relleno sean conformadas con un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno.

Las soluciones con geosintéticos pueden ser empleadas bajo diferentes condiciones, que no serán necesariamente tan críticas como las mencionadas anteriormente. Constituyen a menudo, alternativas más económicas.

En tal sentido, el presente capítulo, se encuentra enfocado a señalar las características más relevantes de los geosintéticos, especialmente de aquellos relacionados con la conformación de muros y terraplenes, que son geotextil y geomalla. Adicionalmente se explica el proceso de diseño para los mismos.

4.2. Geosintéticos.

Los Geosintéticos comprenden productos manufacturados principalmente a partir de procedimientos de extrusión (geoplásticos) y productos formados por ambas tecnologías: plástica y textil.

El término genérico Geosintético designa un producto en el que por lo menos uno de sus componentes es a base de polímero sintético o natural y se presenta en forma de fieltro, manto, lámina o estructura tridimensional, usada en contacto con el suelo o con otros materiales.

Existen varios campos de aplicación de los Geosintéticos dentro del mundo de la construcción y la edificación, entre los principales puede citarse:

- Refuerzo de muros de contención.
- Refuerzo de terraplenes (aumenta su inclinación y disminuye el área de aplicación).
- Estabilización de suelos blandos.
- Reparación de cortes en taludes.
- Estribos, muros y aletas de puentes.
- Muros vegetados y recubiertos con concreto.
- Repavimentación.
- Subdrenes.
- Protección de la superficie contra la erosión.
- Entre otros.

4.3. Familias de geosintéticos.

Las familias específicas de geosintéticos aplicables en el campo de la construcción, comprenden los siguientes materiales:

- Geotextiles
- Geomallas
- Geomantas
- Geomembranas
- Geocompuestos

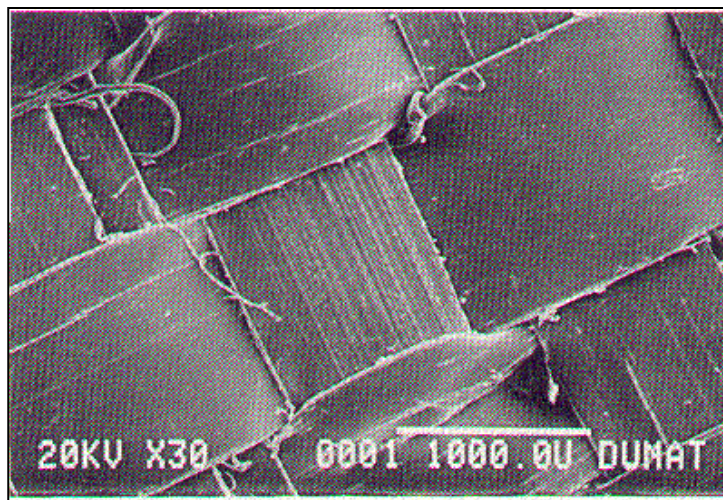
El presente estudio involucra únicamente la construcción de muros de contención y terraplenes. En tal sentido, se describirán únicamente los geosintéticos utilizados para esta actividad que son: geotextiles, geomallas y geocompuestos.

4.3.1. Geotextiles.

4.3.1.1. Tipos.

La clasificación de los geotextiles abarca dos grandes grupos: tejidos y no tejidos.

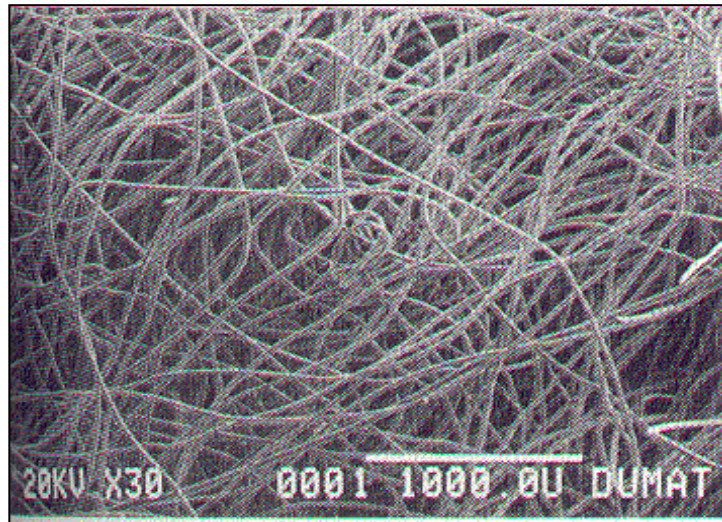
a) Los Geotextiles Tejidos, generalmente tienen altas resistencias a la tensión, alto módulo y baja elongación. Son ideales para las funciones de refuerzos y estabilización.



Fuente: PIVALTEC S.A.

Foto 4.1: Geotextiles Tejidos.

b) Los Geotextiles No Tejidos, poseen propiedades hidráulicas considerables, que son convenientes para las funciones de filtración y drenaje. Son típicamente muy permeables y tienen alta capacidad de elongación.



Fuente: PIVALTEC S.A.

Foto 4.2: Geotextiles No Tejidos.

El uso de cada uno de ellos depende de la función que desempeñarán en contacto con el suelo y el tipo de obra a ejecutarse, como el estudio de esta tesis esta enfocada a Taludes, los Geotextiles a utilizarse son los Tejidos.

Según el ASTM D4439, un geotextil se define como: “un geosintético permeable conformado solamente de textiles”

Los geotextiles se utilizan con: cimentaciones, suelo, roca, tierra o cualquier otro material geotécnico relacionado a la ingeniería como una parte, proyecto o estructura hecho por el hombre.

La gran mayoría de geotextiles está elaborada a base de polímeros de polipropileno o poliéster formados por fibras y hebras. Las opciones son: monofilamento, multifilamentos, hebras trenzadas, monofilamento de lámina ranurada o multifilamento de lámina ranurada; en una tela tejida o no tejida. Se constituyen por materiales inertes, que no se descomponen por la acción de las bacterias u hongos y son resistentes al desgaste, rasgaduras y perforaciones.

Existen alrededor de cien áreas específicas de aplicación para los geotextiles que incluyen, por lo menos una de cinco funciones discretas: separación, filtración, drenaje, refuerzo y protección. En el campo de la ingeniería civil las funciones de los geotextiles son variadas de acuerdo con las propiedades involucradas en cada diseño cotejándolo con la norma ASSHTO M288.

Las aplicaciones específicas relacionadas con muros de contención y terraplenes son: refuerzo y protección para ambos casos.

4.3.1.2. Propiedades.

4.3.1.2.1. Propiedades físicas.

- 1) **Gravedad específica:** Se define como la relación del peso volumétrico unitario del material (Sin vacíos) con la del agua destilada a 4° C. El ensayo utilizado para determinar esta propiedad es el ASTM D792.
- 2) **Masa por unidad de área:** Se mide en g/m². El ensayo ASTM D5271, es el utilizado para determinar esta propiedad.
- 3) **Espesor:** Constituye una propiedad descriptiva, más que una propiedad de diseño. El ensayo ASTM D5199 es utilizado para determinar esta propiedad.
- 4) **Rigidez:** Es una medida de la interacción del peso del geotextil y su rigidez a la flexión. Se demuestra por la forma en que el textil se flexa por acción de su peso. El ensayo correspondiente para valorar esta propiedad es el ASTM D1388.

4.3.1.2.2. Propiedades mecánicas.

Se refieren a la resistencia del geotextil a esfuerzos de tensión movilizados a partir de las cargas aplicadas y/o a las condiciones de la instalación. Algunas se realizan con el geotextil y otras se asocian con un suelo estándar o el suelo específico del terreno. Son las siguientes:

- 1) **Compresibilidad:** Es la variación del espesor del geotextil por la aplicación de esfuerzos normales. En general su valor es bajo y no tiene mayores consecuencias en el diseño.

- 2) **Resistencia a la Tensión (Grab):** Es una de las propiedades más importantes de los geotextiles. La mayoría de aplicaciones de los mismos, se relacionan con esta propiedad, tanto como función principal en refuerzos; cuanto como función secundaria en separación. El ensayo consiste en tensar el geotextil en una máquina de ensayo mecánico hasta que ocurra la falla. Se determinan carga y deformación, para obtener la curva esfuerzo versus deformación.

- 3) **Resistencia a la Tensión Confinada:** Involucra un análisis de la tensión considerando presión de confinamiento lateral.

- 4) **Resistencia a la Costura:** A menudo deben unirse los extremos de los rollos de geotextiles con el objetivo de transferir esfuerzos de tensión. El método más común es por cosido. El tipo de costura a ser aplicado debe evaluarse en el laboratorio para determinar su capacidad de transferencia de carga. Los requerimientos pertinentes están descritos en la norma ASTM D4884.

- 5) **Resistencia a la Fatiga:** Se define como la habilidad de un geotextil para soportar cargas repetidas antes de fallar.

- 6) **Resistencia al Estallido:** Se determina a partir de métodos de ensayo, sometiendo a los geotextiles a esfuerzos fuera de su plano, movilizand tensiones hasta que ocurre la falla. El método más utilizado es el ASTM D3786.

- 7) **Resistencia al Rasgado:** Durante su instalación, los geotextiles pueden estar sujetos a esfuerzos de rasgado. Existen tres ensayos utilizados comúnmente:

- Ensayo de rasgado trapezoidal: Establece la fuerza requerida para romper las hebras individuales de una tela. La norma aplicable es la ASTM D4533.
- Ensayo de rasgado en lengüeta: La Norma aplicables es la ASTM D751.
- Ensayo de rasgado de Elmendorf: Se menciona en la Norma ASTM D1424 y comprende un procedimiento para la determinación de la fuerza promedio requerida para propagar un descosido simple en un ensayo de rasgado en lengüeta a partir de un corte previo de un geotextil tejido.

8) Resistencia al Impacto: Los objetos que caen (rocas, herramientas u otros objetos de construcción) pueden crear fácilmente agujeros en el geotextil. Existen ensayos para determinar la resistencia ante estos eventos. Los mismos se mencionan en ASTM D256 y ASTM A370.

9) Resistencia al Punzonamiento: Es indispensable evaluar la resistencia del geotextil a objetos tales como piedras y estacas bajo condiciones casi estáticas. El ensayo respectivo, se incluye en el ASTM D4833.

10) Comportamiento a la Fricción: Un diseño que involucre el uso de geotextiles deberá considerar el comportamiento a la fricción suelo-geotextil. El ensayo más común es una adaptación del ensayo de corte de Mohr-Coloumb.

4.3.1.2.3. Propiedades Hidráulicas.

Se describirán a continuación las propiedades hidráulicas y ensayos inherentes tanto a geotextiles solos como combinados con suelo. La mayor parte de estas propiedades se consideran para aplicaciones de geotextiles en drenaje.

1) Porosidad (No Tejido): Esta relacionada con la habilidad del líquido a fluir a través o dentro del geotextil.

- 2) Porcentaje de Área Abierta (Tejido):** Se aplica únicamente para textiles tejidos de monofilamento. Es una comparación del área abierta total, las áreas abiertas de hebras adyacentes respecto al área total del espécimen. Se puede medir proyectando una luz a través del geotextil.
- 3) Tamaño de Abertura Aparente:** Se define como el número del tamiz americano estándar que tiene aberturas más próximas en tamaño a las aberturas del geotextil. El ensayo ASTM para determinar esta propiedad, tiene la designación D4751.
- 4) Permitividad (Permeabilidad en el plano transversal):** La filtración, es una de las principales aplicaciones del geotextil. El líquido fluye de manera perpendicular a través del geotextil hacia un sistema de drenaje. El mismo debe permitir este flujo y no obstaculizarlo. El ensayo que determina esta propiedad es el ASTM D4491.
- 5) Permitividad bajo carga:** Difiere de la prueba anterior en que considera la existencia de una tensión normal diferente de cero. El ensayo respectivo ha sido estandarizado como ASTM D5493.
- 6) Transmisividad:** Se refiere a la permeabilidad en el plano. El estándar ASTM D4716 considera el uso de los dispositivos de prueba para realizar estos ensayos.
- 7) Retención de Suelos:** El establecimiento de esta propiedad puede realizarse a través de dos métodos:
- Cortinas de Limo Subacuáticas: tiene como fin reducir la turbidez de ríos y manantiales durante las capacidades de construcción adyacente.
 - Cortinas de Limo sobre el Terreno: está definido por ASTM D5141 que es el método de ensayo para determinar la eficiencia de filtración y tasa de flujo para aplicaciones de barreras contra sedimentos utilizando suelos de sitio específicos.

8) Colmatación: Es el resultado del taponamiento de los vacíos del geotextil por la penetración de partículas de suelo fino, lo que puede significar una reducción de la permeabilidad. Por lo que el geotextil deberá tener un número mínimo de vacíos o alta porosidad. Los geotextiles con mayor resistencia a la colmatación, son los no tejidos punzonados por agujas. Los geotextiles tejidos, tienen baja porosidad y un riesgo de colmatación elevado. En general, no se recomienda utilizarlos como medios filtrantes, sin embargo pueden darse condiciones en las que su uso sea aceptable.

4.3.1.2.4. Propiedades de Pervivencia.

Consideran el comportamiento del geotextil durante condiciones de servicio, en relación a la vida útil del diseño del sistema.

Las mismas están referidas a ASTM D5819, y se describen a continuación:

- 1) Daños de instalación:** Durante la construcción, pueden ocurrir daños de instalación en el geotextil, por cuadrillas descuidadas, maquinaria pesada u otros factores. En tal sentido, la colocación de geotextiles requiere grado considerable de planeamiento y cuidado.
- 2) Flujo plástico (Esfuerzo constante):** flujo plástico o Creep es el nombre comúnmente aplicado al geotextil bajo carga constante.
- 3) Relajación de Esfuerzos (Deformación Constante):** Es la reducción de esfuerzos de un geotextil cuando está bajo una deformación constante.
- 4) Abrasión:** La abrasión de los geotextiles puede ser la causa de la falla del sistema suelo-geotextil. El ensayo respectivo es el ASTM D1175.
- 5) Flujo a largo plazo:** Se relaciona con la capacidad de flujo a largo plazo de un geotextil con respecto a la carga hidráulica que llega del suelo aguas arriba.

- 6) **Tasa de Gradiente:** Determina la compatibilidad hidráulica de un sistema Suelo-geotextil.

- 7) **Tasa de Conductividad Hidráulica:** Considera, no solo la existencia de condiciones excesivas de oclusión, sino también pérdida excesiva de suelo y condiciones de equilibrio.

4.3.1.2.5. Propiedades de Degradación.

Las siguientes propiedades determinan cuanto podría durar un geotextil en función a la degradación y envejecimiento del polímero. Se describen a continuación:

- 1) **Degradación por Luz Solar:** La luz solar, es una causa importante de degradación en materiales orgánicos, incluyendo los polímeros que constituyen los geosintéticos, los cuales pueden sufrir daños por la radiación ultravioleta. El ensayo para determinar el deterioro de los geotextiles por exposición a la luz ultravioleta y agua es el ASTM D4355. No se recomienda el uso de geotextiles, en sitios donde queden expuestos a rayos ultravioletas por tiempo prolongado, salvo que éstos, estén fabricados por compuestos que les proporcionen una alta resistencia a la degradación ultravioleta.

- 2) **Degradación por Temperatura:** Las temperaturas altas, causan que todos los procesos de degradación ocurran a tasas aceleradas, actuando en conjunto con otros mecanismos tales como la degradación por: radiación solar, oxidación, hidrólisis, químicos y otros.

- 3) **Degradación por Oxidación:** El polipropileno y polietileno, son susceptibles al fenómeno de oxidación. El ensayo que describe la prueba de oxidación, a temperatura elevada para plásticos es el ASTM D794.

- 4) Degradación por Hidrólisis:** Puede causar degradación por reacciones de las fibras externas o internas. Se relaciona con la pérdida de resistencia mecánica.
- 5) Degradación Química:** El Método ASTM D543, establece la resistencia de los plásticos a los reactivos químicos.
- 6) Degradación Biológica:** Los microorganismos que degradan los polímeros, deben atacar las fibras y usarlas como fuente de alimentación, situación bastante improbable para las resinas normalmente empleadas en la confección de geosintéticos. Los aditivos al polímero podrían ser algo más vulnerables que las resinas.

La Tabla 4.1, se indica el rango típico de las propiedades antes mencionadas.

Tabla 4.1: Rango típico de propiedades para Geotextiles normalmente disponibles.

Propiedad	Rango Típico
Propiedades Físicas	
Gravedad específica	0.9 - 17
Masa por unidad de área	135 - 1000 g/m ²
Espesor	0.25 - 7.5 mm
Rigidez	Ninguna a 25000 mg-cm
Propiedades Mecánicas	
Comprensibilidad	Ninguna a Alta
Resistencia a la Tensión (Grab)	0.45 - 4.5 kN
Resistencia a la Tensión Confinada	18 - 180 kN/m
Resistencia de la Costura	50 - 100% de la tensión
Resistencia a la fatiga	50 - 100% de la tensión
Resistencia al estallido	350 - 5200 kPa
Resistencia al rasgado	90 - 1300 N
Resistencia al impacto	14 - 200 J
Resistencia al punzonamiento	45 - 450 N
Comportamiento a la fricción	60 - 100% de la fricción del suelo
Propiedades Hidráulicas	
Porosidad (No Tejido)	50 - 95%
Porcentaje de área abierta (Tejido)	Ninguna a 36%
Tamaño de abertura aparente (tamaño de malla)	2.0 a 0.075 mm (#10 a #200)
Permitividad	0.02 - 2.2 s ⁻¹
Permitividad bajo carga	0.01 - 3.0 s ⁻¹
Transmisividad	0.01 - 2.0 x 10 ⁻³ m ² /min
Retención del suelo	d.s.e.*
Propiedades de Pervivencia	
Daños de instalación	0 - 70% de la resistencia de la tela
Respuestas al flujo plástico	g.n.p.** si se usa una resistencia < 40%

Propiedad	Rango Típico
Relajación de esfuerzos	g.n.p. si se usa una resistencia < 40%
Abrasión	50 - 100% de la resistencia del geotextil
Oclusión a largo plazo	d.s.e. para condiciones críticas
Tasa de gradiente de la oclusión	d.s.e. para condiciones críticas
Tasa de conductividad	0.4 - 0.8 parece aceptable
Propiedades de Degradación	
Degradación por Luz Solar (UV)	mayores problemas, a menos que este protegida
Degradación por temperatura	altas temperaturas acelera la degradación
Degradación por oxidación	d.s.e. para vidas de servicio largas
Degradación por hidrólisis	d.s.e. para vidas de servicio largas
Degradación química	g.n.p. a menos que se trate de químicos agresivos
Degradación biológica	g.n.p

Fuente: Designing with Geosynthetics (Traducción Autorizada)

d.s.e.: debe ser evaluado; g.n.p.: generalmente no es problema

b) Consideraciones en aplicaciones relacionadas con la Resistencia.

La mayoría de los valores de los ensayos de laboratorio descritos anteriormente, no pueden usarse directamente. Deben ser modificados adecuadamente para las condiciones in-situ; esto podría hacerse directamente en el procedimiento de ensayo, pero en la mayoría de los casos no resulta posible. Para considerar esas diferencias entre los resultados de los ensayos de laboratorio y los valores de comportamiento deseado, se pueden tomar en cuenta dos consideraciones:

- 1) El uso de un factor de seguridad extremadamente alto al final del problema.
- 2) Emplear factores de reducción en los valores de ensayo generados en el laboratorio para convertirlos a valores permisibles del sitio.

En el presente estudio, se utilizará la segunda alternativa. Para aplicaciones que tratan con la resistencia de los geotextiles, tales como aplicaciones de separación y refuerzo, la formulación de los valores admisibles toma la forma que se menciona en las fórmulas (4.1) y (4.2). Los valores típicos para los factores de reducción se dan en la Tabla 4.2.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T} \quad (4.1)$$

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB} \quad (4.2)$$

Donde:

T_{adm} : Resistencia admisible a la tensión.

T_{ult} : Resistencia última a la tensión (ASTM D - 4595).

FR_{DI} : Factor de Reducción por daños durante la instalación.

FR_{CR} : Factor de Reducción por escurrimiento plástico (Creep).

FR_{DQ} : Factor de Reducción por degradación química.

FR_{DB} : Factor de Reducción por degradación biológica.

Tabla 4.2: Valores recomendados de los Factores de Reducción de Geotextiles.

Área de Aplicación	Rango de los Factores de Reducción			
	Daño de Instalación	Deflexión (Creep)	Degradación Química	Degradación Biológica
Muros	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.3
Terraplenes		2.0 a 3.5		
Estabilización de Taludes		2.0 a 3.0		

Fuente: Designing with Geosynthetics (Traducción Autorizada)

c) Consideraciones en aplicaciones relacionadas con la Permitividad

Las aplicaciones de geotextiles en drenaje, están directamente asociadas con la permitividad. Se calcula la permitividad disponible, que se obtiene de la permitividad entregada por el fabricante, dividida por una serie de factores de seguridad, que se indican en la Tabla 4.3

$$P_{adm} = \frac{P_{ult}}{FR_{CB} \times FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}} \quad (4.3)$$

Donde:

P_{adm} : Permitividad admisible o de diseño.

P_{ult} : Permitividad ultima o del fabricante.

FR_{CB} : Factor de reducción por colmatación.

FR_{IN} : Factor de reducción por inclusión de vacíos.

FR_{CR} : Factor de reducción de los vacíos por Creep.

FR_{CC} : Factor de reducción por taponamiento químico.

FR_{BC} : Factor de reducción por taponamiento biológico.

Tabla 4.3: Factores de seguridad de geotextiles en drenaje

Aplicación	Comatación	Reducción de los vacíos Creep	Inclusión en los vacíos	Taponamiento químico	Taponamiento biológico
	FR _{CB}	FR _{CR}	FR _{IN}	FR _{CC}	FR _{BC}
Filtros en espaldones de estructuras de contención	2.0 – 3.0	1.5 – 2.0	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	1.0 – 1.3
Subdrenes	5.0 - 10	1.0 – 1.5	1.0 – 1.2	1.2 – 1.5	2.0 – 4.0
Filtros de control de erosión	2.0 - 10	1.0 – 1.5	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	2.0 – 4.0
Drenaje por gravedad	2.0 – 4.0	2.0 – 3.0	1.0 – 1.2	1.2 – 1.5	1.2 – 1.5
Drenaje a presión	2.0 – 3.0	2.0 – 3.0	1.0 – 1.2	1.1 – 1.3	1.1 – 1.3

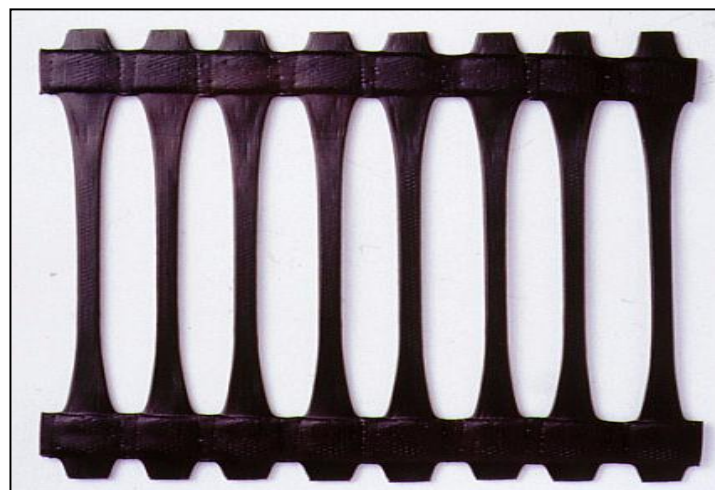
Fuente: Designing with Geosynthetics (Traducción Autorizada)

4.3.2. Geomallas o Geogrillas.

4.3.2.1. Tipos.

Se diferencia dos tipos de geomallas: Uniaxiales y Biaxiales.

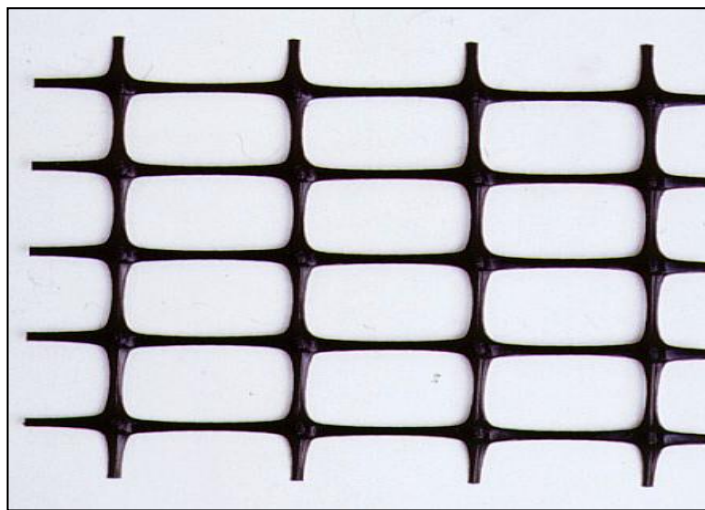
a) Las Uniaxiales (UX), están elaboradas con resinas selectas de polietileno de alta densidad resistentes a la deformación cuando se someten a grandes cargas durante periodos de tiempos prolongados. Soportan grandes cargas de tracción aplicadas en la dirección del rollo y su estructura reticular abierta se traba con los materiales de relleno naturales. Las geomallas Uniaxiales son las recomendadas para la construcción de Muros y Terraplenes Reforzados.



Fuente: PIVALTEC S.A.

Foto 4.3: Geomalla Uniaxial.

b) Las Biaxiales (BX), están fabricadas con resinas selectas de polipropileno o polímeros que resisten grandes cargas dinámicas a corto plazo o cargas maderadas a largo plazo. Soportan cargas aplicadas en cualquier dirección en el plano de la geomalla. Las geomallas Biaxiales se utilizan en obras viales en la conformación de sub-base, base, sub-rasante y rasante.



Fuente: PIVALTEC S.A.

Foto 4.4: Geomalla Biaxial.

Las geomallas constituyen un material geosintético formado por un conjunto de nervaduras o costillas de tensión, paralelas y conectas con aberturas de suficiente tamaño para permitir la trabazón del suelo, piedra u otro material geotécnico circundante. Poseen una configuración muy abierta en forma de matrices con grandes aberturas. Puede estar fabricada por láminas perforadas o tejidos ligados por procesos térmicos o de encolado. Se utiliza en contacto con el suelo o con otros materiales. Además pueden ser estiradas para mejorar sus características mecánicas (láminas perforadas) o directamente fabricadas por los métodos textiles tradicionales (tejidos).

Existen muchas áreas de aplicación; y sus funciones son casi exclusivamente como materiales de refuerzo. La geomalla se usa principalmente como

mecanismo de estabilización y mejoramiento de propiedades de los suelos en: fundaciones, suelo, roca, tierra, o cualquier otro material relacionado con ingeniería geotécnica como una parte integral de un proyecto, estructura o sistema hecho por el hombre.

4.3.2.2. Propiedades.

La presente sección únicamente tratará las propiedades de las geomallas relacionadas con aplicaciones de refuerzo, considerando que ciertos aspectos de las propiedades de geomallas, son únicos respecto a las de geotextiles.

4.3.2.2.1. Propiedades Físicas

La mayor parte de las propiedades físicas de las geomallas, son mensurables de forma directa y están relativamente relacionadas, estas incluyen: tipo de estructura, tipo de unión, tamaño de abertura y espesor.

Otras propiedades de interés son la masa por unidad de área; que varía entre 200 a 1000 g/m² y el porcentaje de área abierta que oscila entre el 40 y 95%.

Una propiedad adicional importante durante la etapa constructiva es la rigidez de la geomalla utilizando la norma ASTM D1388.

4.3.2.2.2. Propiedades Mecánicas

Las propiedades mecánicas más relevantes en relación a las geomallas y su aplicación de refuerzo, son las siguientes:

- 1) Resistencia de la Costilla Simple y de la Unión (Nudo):** Su determinación consiste en jalar una sola costilla en tensión hasta que falle y registrar su comportamiento. Una tendencia secundaria es evaluar la resistencia de la unión en aislamiento jalando una costilla longitudinal y alejándola de su unión con una costilla transversal.

- 2) **Resistencia a la Tensión de Tira Ancha:** Es la resistencia a la tensión a gran escala de las geomallas. El ensayo respectivo, es el ASTM D4595.
- 3) **Resistencia al Corte:** Es una forma adaptada de un ensayo de corte directo convencional de la ingeniería geotécnica, para obtener parámetros de resistencia al corte de la geomalla para un suelo en particular.
- 4) **Resistencia de Anclaje por Arrancamiento del Suelo:** Las geomallas presentan una resistencia al anclaje o arrancamiento, la misma que puede exceder en mucho a la resistencia al corte directo. Este comportamiento se explica a partir de las grandes aberturas de la geomalla que permite la trabazón del suelo, de un lado a otro de la geomalla.
- 5) **Resistencia de Anclaje a partir de la Conexión de Muros:** En los muros reforzados construidos con geomallas, su borde frontal termina con un panel de paramento. Es necesario evaluar la capacidad de conexión de la geomalla al paramento.

4.3.2.2.3. Propiedades de Pervivencia

Las geomallas se utilizan en aplicaciones que a menudo requieren tiempos de vida largos. En tal sentido, es necesario evaluar las propiedades pervivencia. Las principales, se mencionan a continuación:

- 1) **Daños de instalación:** Al igual que en la instalación de geotextiles, la de geomallas deberá considerar también un grado considerable de planeamiento y cuidado. Otras incertidumbres relacionadas son el impacto de suelos gruesos, la caída de objetos y otros accidentes que ocurren antes de que la geomalla sea cubierta.
- 2) **Comportamiento a la Deformación bajo Carga Sostenida (Creep):** Constituye una función del nivel de esfuerzos, del tiempo, de la temperatura y de un número de factores ambientales.

3) Comportamiento del esfuerzo de relajación.

4.3.2.2.4. Propiedades de Degradación

Al igual que los geotextiles, la duración de la geomalla, se encuentra en función de la degradación y envejecimiento del polímero. Las propiedades relacionadas son las mismas que se mencionan en el apartado correspondiente a geotextiles.

En el caso específico de las geomallas, hay que mencionar la propiedad de resistencia al esfuerzo de agrietamiento, en vista de que los polímeros altamente cristalinos, que se utilizan en general para las geomallas, son sensibles al agrietamiento bajo esfuerzo. La prueba utilizada para evaluar esta tendencia es la ASTM D5397.

Tabla 4.4: Valores recomendados de los Factores de Reducción de Geomallas.

Área de Aplicación	Rango de los Factores de Reducción			
	Daño de Instalación	Deflexión (Creep)	Degradación Química	Degradación Biológica
Muros	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.0 a 1.4	1.0 a 1.2
Terraplenes				
Taludes				

Fuente: Designing with Geosynthetics (Traducción Autorizada)

4.3.3. Geocompuestos.

Un geocompuesto, consiste en una combinación entre diferentes materiales geosintéticos, o cualquiera de éstos con otro material. En relación al ámbito de estudio, son de interés los geocompuestos denominados geodrenes, que pueden constituirse en sistemas apropiados de captación, conducción y evacuación para drenaje de vías y muros de contención. En tal sentido, su función principal, es la captación y evacuación de fluidos.

Los geodrenes, resultan de la combinación de dos elementos geosintéticos: geotextiles y georedes. Los geotextiles, constituyen el medio filtrante y las georedes, el medio drenante.

4.3.3.1. Tipos.

Se identifican dos tipos:

- a) **Geodrén planar:** geocompuesto a base de geotextiles no tejidos punzonados por agujas y georedes de polietileno. El geotextil cumple la función de filtración. El medio drenante es la de geored.
- b) **Geodrén con tubería:** geocompuesto que combina las propiedades hidráulicas de tres elementos: geotextil no tejido punzonado por agujas, geored y tubería circular perforada de drenaje.

4.3.3.2. Propiedades.

Las propiedades de los geodrenes, están asociadas a los elementos que los integran.

4.3.3.2.1. Propiedades de Geotextiles

Con respecto a los geotextiles, aplican las propiedades hidráulicas de los mismos, que fueron mencionadas en el apartado 4.3.1.2 3.

Cabe mencionar sin embargo, que existen especificaciones mínimas que deberán cumplir los geotextiles a utilizarse como medios filtrantes. Son las siguientes:

Tabla 4.5: Especificaciones mínimas que deberán cumplir los geotextiles utilizados como medios filtrantes.

Resistencia a la tensión	Resistencia a la costura	Resistencia al punzonamiento	Resistencia al estallido	Resistencia al rasgado	Espesor
N	N	N	KPa	N	(mm)
360	310	110	900	110	2

Fuente: Designing with Geosynthetics (Traducción Autorizada)

Dichas especificaciones, están dadas para condiciones moderadas de instalación, con bajos esfuerzos de contacto (Aplicación típica de subdrenes)

4.3.3.2.2. Propiedades de georedes

Las siguientes propiedades de las georedes, estarán asociadas a su función como medio drenante en aplicaciones de drenaje. En tal sentido, se menciona la propiedad de transmisividad, que es la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (transmisividad) en el plano de la geored.

Se determina la transmisividad disponible, que se obtiene con base en el dato suministrado por el fabricante, dividida por los factores de reducción que se indican en la Tabla 4.6

$$\theta_{adm} = \frac{\theta_{ult}}{FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}} \quad (4.4)$$

Donde:

θ_{adm} : Transmisividad admisible o de diseño.

θ_{ult} : Transmisividad ultima o del fabricante.

FR_{IN} : Factor de reducción por inclusión de vacíos.

FR_{CR} : Factor de reducción de los vacíos por Creep.

FR_{CC} : Factor de reducción por taponamiento químico.

FR_{BC} : Factor de reducción por taponamiento biológico.

Tabla 4.6: Factores de seguridad de georedes en drenaje

Aplicación	Reducción de vacíos Creep	Inclusión en vacíos	Taponamiento químico	Taponamiento biológico
	FR_{CR}	FR_{IN}	FR_{CC}	FR_{BC}
Roturas capilares	1.0 – 1.2	1.2 – 1.3	1.1 – 1.5	1.1 – 1.3
Muros de contención, taludes escarpados en roca o suelo	1.2 – 1.4	1.3 – 1.5	1.1 – 1.5	1.0 – 1.5
Colchones de drenaje	1.2 – 1.4	1.3 – 1.5	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2
Drenajes de agua superficial para coronas de relleno	1.2 – 1.4	1.3 – 1.5	1.0 – 1.2	1.2 – 1.5

Fuente: Designing with Geosynthetics (Traducción Autorizada)

4.4. Diseño de Muros y Terraplenes con Geosintéticos.

4.4.1. Muros Reforzados.

Al incluir un material con resistencia a la tensión dentro de una masa de suelo que debe soportar una serie de empujes, se logra aumentar la resistencia general del conjunto, básicamente por el esfuerzo cortante desarrollado entre el geotextil o la geomalla y las capas de suelo adyacentes.

Existe un sin número de planteamientos para resolver el diseño de un muro en suelo mecánicamente estabilizado, dentro de los cuales se pueden nombrar: el Servicio Forestal de los Estados Unidos (Revisado en 1983), Broms (1978), Collin (1986), Bonaparte Et Al. (1987), Leshinsky y Perry (1987), Schmertmann et al. (1987) y Withcomb y Bell (1979).

La diferencia entre estos métodos radica principalmente en la manera de enfocar las distribuciones de esfuerzos, la superficie de falla y los valores para los diversos factores de seguridad involucrados. Su similitud se basa en que asumen que en la estructura no se presentan presiones hidrostáticas y que la superficie de falla es una superficie plana definida por la metodología de Rankine.

Esta teoría se basa en lo que Coulomb establece en 1773, un estudio coherente de equilibrio en el momento de rotura del suelo situado tras un muro de contención. Para simplificar el desarrollo matemático, Coulomb propuso que se adopte como superficie de rotura unos planos que pasen por el pie de la pantalla, que se supone además perfectamente lisa, ya que no se puede ejercer ningún rozamiento entre macizo y muro. Por lo tanto, el empuje es horizontal en el caso de una pantalla vertical.

Aproximadamente un siglo más tarde, en 1857, Rankine llegaba a conseguir las mismas ecuaciones que Coulomb mediante el estudio analítico de tensiones, expresando que, un macizo está en equilibrio plástico cuando cada uno de sus puntos se encuentra en el límite de la rotura.

Sin embargo se ha demostrado que la inclusión de un refuerzo altera el estado de esfuerzos y tensiones en una masa de suelo, haciendo que la superficie de falla sea

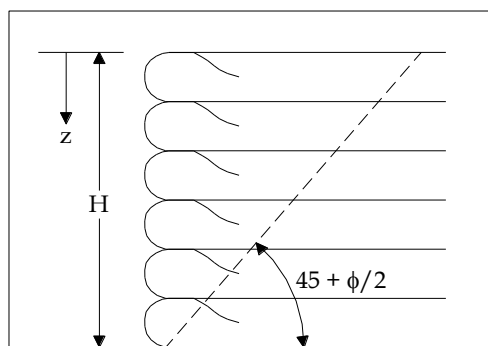
diferente a la de una masa de suelo no reforzada. Para permitir una familiarización con el proceso de diseño que los muros en suelos reforzados requieren, se mencionan a continuación los componentes del proceso de diseño de un muro de contención:

- 1) Establecimiento de las dimensiones geométricas del muro.
- 2) Determinación de propiedades del suelo a usar en la construcción del muro.
- 3) Determinación del perfil estratigráfico y las propiedades geomecánicas del suelo de fundación.
- 4) Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil o geomalla de refuerzo.
- 5) Determinación de las condiciones de carga del muro.
- 6) Determinación de las características del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.
- 7) Verificación de la estabilidad externa del muro.

4.4.1.1. Establecimiento de las dimensiones geométricas del muro.

Para el establecimiento de dimensiones geométricas y condiciones de carga, debe considerarse:

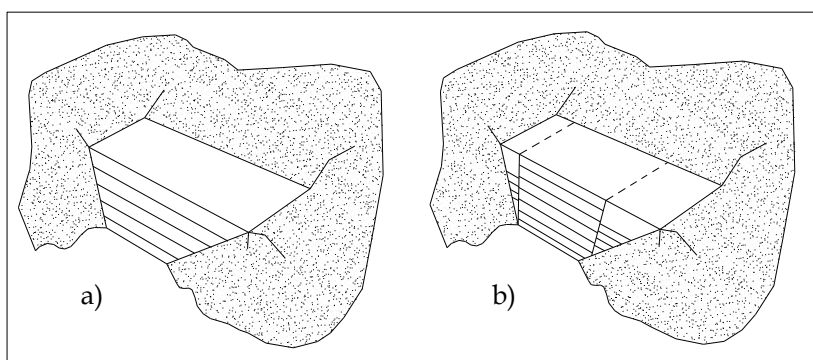
- a) La determinación de la Altura máxima del Muro **H**, variaciones de profundidad **z** y longitud transversal del muro **L**.



Fuente: Propio y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 79.

Figura 4.1: Dimensiones del Muro.

El nivel superior servirá como referencia para la construcción de todas las capas en el caso de muros con alturas variables. Se recomienda que el muro tenga continuidad en su sentido longitudinal.



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 78.

Figura 4.2: Continuidad de las capas de refuerzo. a) Muro Recomendado, b) Muro No Recomendado.

b) El establecimiento de la inclinación de la cara del muro en relación con la horizontal. Se define 70° como la inclinación mínima para los muros de contención, de lo contrario el caso sería el de un terraplén o un talud.

4.4.1.2. Determinación de propiedades del suelo a usar en la construcción del muro.

Normalmente los materiales utilizados en la construcción de muros reforzados son de tendencia granular. Sin embargo en varios casos se han construido muros reforzados con materiales que tienen más del 50% de suelo fino.

El uso de altos porcentajes de suelo fino como material de construcción de muros depende de la tolerancia a la deformación que se permita. También la plasticidad que este suelo presenta juega un papel muy importante pues es un parámetro que indica la facilidad de manipulación que tendrá durante el proceso de compactación necesario en la conformación del terraplén.

Para la determinación de propiedades del suelo a usar en la construcción del muro, se plantea considerar los siguientes aspectos:

- a) Cálculo del a humedad óptima ω_{opt} y el peso específico máximo γ_{max} , datos obtenidos de un ensayo Proctor modificado.
- b) Obtención del ángulo de fricción interna ϕ por medio de los ensayos de corte directo drenados o de triaxiales y el ángulo de fricción entre el suelo y geotextil ϕ_{SG} , que varia entre el 70% y 85% del ángulo de fricción ϕ .
- c) Establecimiento de la cohesión del suelo de relleno c .

4.4.1.3. Determinación del perfil estratigráfico y las propiedades geomecánicas del suelo de fundación.

Para la determinación de las propiedades ingenieriles del suelo de fundación debe tenerse en cuenta que:

- a) Es muy importante conocer el perfil estratigráfico, propiedades geotécnicas de los suelos de fundación: peso específico γ , cohesión del suelo c , ángulo de fricción interna ϕ □ □
- b) La altura del nivel freático deberá ser establecida, al igual que las condiciones de presencia de agua.

4.4.1.4. Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil y geomalla de refuerzo.

Para el establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil y geomalla de refuerzo, será necesario:

Para el Geotextil:

- a) La determinación de la resistencia última del geotextil, T_{ult} , que se obtiene del proveedor de Geosintéticos.
- b) El Establecimiento del Factor de Reducción Total del geotextil, FR_T , que se determina con la fórmula (4.2).

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

- c) La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} del geotextil o geomalla, con la fórmula (4.1).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T}$$

- d) El cálculo de la Adhesión del Muro de Geotextil al Suelo, c_a , que es el 80% de la cohesión.
- e) Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y geotextil ϕ_{SG} .
- f) El Establecimiento de la Orientación del geotextil.

Para la Geomalla:

- a) La determinación de la resistencia última de la geomalla, T_{ult} .

b) El Establecimiento del Factor de Reducción Total de la geomalla, FR_T , que se determina con la fórmula (4.2).

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

c) La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} del geotextil o geomalla, se realiza con la fórmula (4.1).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T}$$

d) El coeficiente de interacción de la geomalla con el suelo, C_i .

$$C_i = \frac{P_f}{2 \times Li \times \sigma_n \times \tan \phi} \quad (4.5)$$

Donde:

P_f : Fuerza de Pullout requerida.

Li : Longitud de geomalla incrustada en el Aparato de Pruebas de Pullout.

σ_n : Presión Normal.

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.

Este valor se determina con el Ensayo de Pullout en laboratorio, en el que interactúa la geomalla con un tipo de suelo cualquiera. La Tabla siguiente, señala valores de C_i en función del ángulo de fricción interna ϕ , con base en dichos ensayos. Estos valores son:

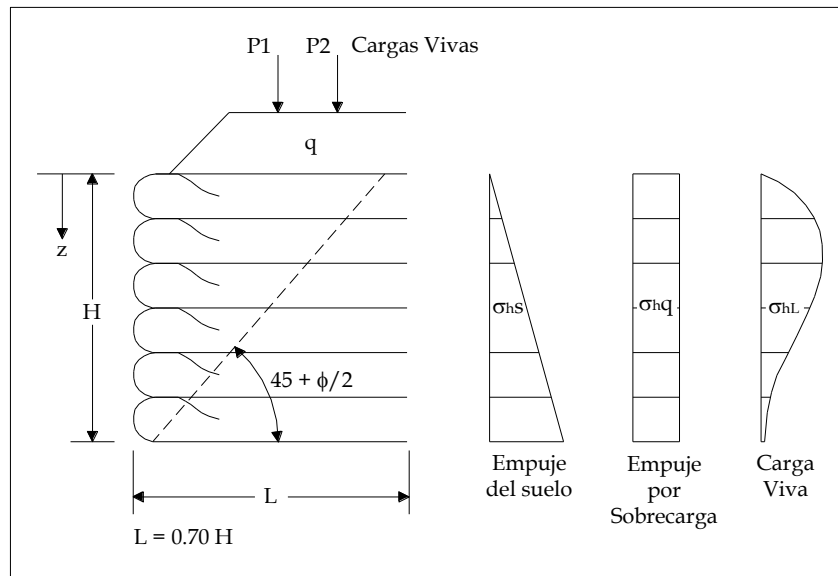
Tabla 4.7: Valores recomendados del Coeficiente de Interacción C_i .

Tipo de Suelo	ϕ	C_i
Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena (GW) Gravas limosas, mezclas de grava-arena-arcilla mal graduadas (GM)	$\geq 34^\circ$	0,80
Arenas bien graduadas, arenas con grava (SW) Arenas limosas, mezcla de arena-limo mal graduadas (SM)	$\geq 30^\circ$	0,75
Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcilla (SC) Limos Inorgánicos y limos arcillosos (ML)	$\geq 28^\circ$	0,58

Fuente: Design Guidelines for Mesa Retaining Wall Systems.

4.4.1.5. Determinación de las condiciones de carga del muro.

La evaluación de las cargas externas y su ubicación, están en función de la profundidad considerada z y del coeficiente de presión activa, K_A , también conocida como el coeficiente del empuje activo.



Fuente: Propio y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 79.

Figura 4.3: Cargas externas que afectan al Muro con Geotextil.

Donde:

H : Altura del Relleno de refuerzo.

z : Profundidad desde la superficie hasta la capa.

L : Longitud Transversal del muro.

ϕ : Ángulo de fricción interna.

P_1, P_2 : Cargas vivas.

q : Sobrecarga

σ_{hs} : Presión lateral debido al suelo.

σ_{hq} : Presión lateral debido a la sobrecarga.

σ_{hL} : Presión lateral debido a la carga viva.

Para la evaluación de las cargas externas del muro, será necesario:

a) El establecimiento del Coeficiente de presión activa, K_A .

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.6)$$

b) La determinación de la Presión lateral del suelo, σ_{hs} .

$$\sigma_{hs} = K_a \times \gamma \times z \quad (4.7)$$

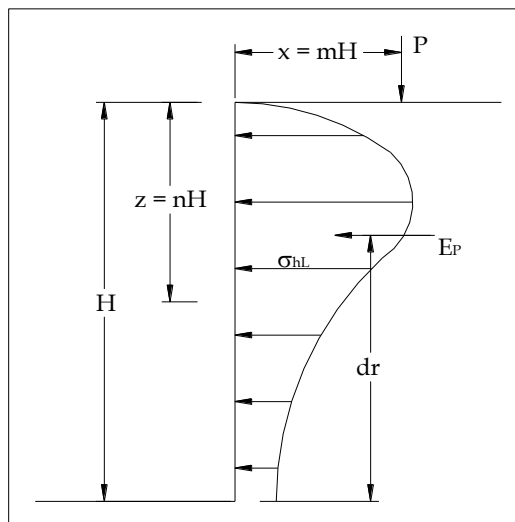
Donde:

γ : Peso específico del suelo de relleno.

c) El Cálculo de la Sobrecarga uniforme, σ_{hq} .

$$\sigma_{hq} = K_a \times q \quad (4.8)$$

d) La determinación de Cargas Vivas, σ_{hL} , generadas particularmente por la circulación vehicular, se basa en la Teoría de Boussinesq:



Fuente: Curso Aplicado de Cimentaciones, Pág. 221.

Figura 4.4: Cargas Puntuales que afectan al Muro con Geotextil.

Para $m \leq 0,4$:

$$\sigma_{hL} \left[\frac{H^2}{q_P} \right] = \frac{0,28 \times n^2}{(0,16 + n^2)^3} \quad (4.9)$$

Para $m > 0,4$:

$$\sigma_{hL} \left[\frac{H^2}{q_P} \right] = \frac{1,77 \times m^2 \times n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (4.10)$$

$$\sigma_{hL}' = \sigma_{hL} \times \cos^2(1,1 \times \varphi) \quad (4.11)$$

$$E_L = 0,75 \frac{P}{H'} \quad (4.12)$$

Donde:

φ : Ángulo de inclinación de la rueda con respecto al punto en el muro.

P: Cargas concentradas.

H': Altura modificada.

e) Finalmente la fórmula general de las presiones laterales será:

$$\sigma_h = \sigma_{hS} + \sigma_{hq} + \sigma_{hL} \quad (4.13)$$

En caso de existir un terraplén sobre el muro, deberá determinarse su inclinación respecto a la horizontal, y deberá ser definido como una sobrecarga.

f) El establecimiento de Cargas Sísmicas, que dependerá de los factores sísmicos de la zona donde se este diseñando el Muro. Generalmente en el análisis de sismo, la aceleración que se utiliza es de $Z = 0,40$, representada en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8: Valores del Factor Z.

Zona Sísmica	I	II	III	IV
Valor Factor Z	0,15	0,30	0,35	0,40

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción.

En Código Ecuatoriano de la Construcción en su apartado “Determinación de las fuerzas laterales de Diseño mínimas y efectos relacionados” encontramos la formula del Corte Basal total de Diseño:

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \Phi_P \times \Phi_E} \quad (4.14)$$

Donde:

Z: Es el factor de zona sísmica.

I: Importancia de la estructura.

C: Coeficiente de suelo.

R: Factor de reducción de respuesta estructural.

Φ_P, Φ_E : Factores de configuración estructural.

Con esta fórmula y $Z = 0,40$ se obtendrá un valor aproximado del 20% de los Empujes actuantes.

El Código también recomienda para el caso de estructuras rígidas que se diseñen aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación:

$$V = 0,6 \times Z \times I \quad (4.15)$$

Donde:

Z: Es el factor de zona sísmica.

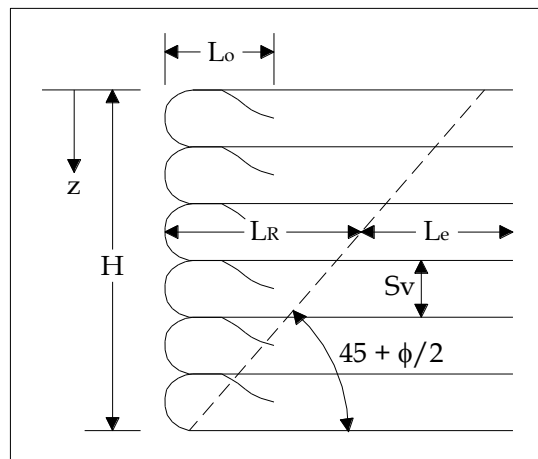
I: Importancia de la estructura.

El valor que se alcanzará de la fórmula 4.13 será del 24% que es con el que se trabajara de los dos analizados en este apartado.

4.4.1.6. Determinación de las características del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.

Para determinar las diferentes características del refuerzo para la estabilidad del talud, se deben considerar los siguientes aspectos:

Para Geotextiles:



Fuente: Propio y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 79.

Figura 4.5: Dimensiones y Ubicación de las características del Geotextil.

Donde:

- H: Altura del Relleno de refuerzo.
- z: Profundidad desde la superficie hasta la capa.
- S_v : Separación vertical entre capas.
- L_R : Longitud geométrica hasta la zona de falla.
- L_e : Longitud de empotramiento.
- L_o : Longitud del doblez superior.

a) Establecimiento del espaciamiento entre capas. Se recomienda por comodidad en la etapa de diseño, que únicamente se trabaje con un solo tipo de geotextil y dejar que la separación vertical S_v entre capas sea el factor variable. De todas maneras la fórmula recomendable para determinar la separación vertical es:

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \times FS} \quad (4.16)$$

Donde:

T_{adm} : Esfuerzo admisible del geotextil.

σ_h : Presión total lateral a la profundidad considerada.

FS: Factor de Seguridad (se recomienda usar de 1.3 a 1.5).

Por razones constructivas y para evitar un embombamiento en la cara externa de cada una de las capas, se recomienda que la altura de las capas de refuerzo no exceda los 60cms, así en el cálculo se hayan obtenido valores mayores, aunque se puede llegar a 70cm en las capas superiores.

b) Se determina la longitud de empotramiento, **Le**, que corresponde a la longitud de geotextil que deberá extenderse por detrás de la zona de falla. Su cálculo emplea los valores del ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil, ϕ_{SG} , del suelo de relleno y adhesión del muro de geotextil al suelo, c_a . Si los valores son muy pequeños, situación altamente probable para el caso de Muros con Geotextil, se deberá utilizar el mínimo recomendado de 1,00 m.

$$Le = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(c_a + \sigma_v \times \tan \phi_{SG})} \quad (4.17)$$

Donde:

S_v : Separación entre capas de geotextil

σ_h : Presión horizontal total a la profundidad considerada

FS: Factor de Seguridad (se recomienda usar de 1.3 a 1.5).

c_a : Adhesión del muro al suelo

σ_v : Empuje vertical ($\sigma_v = \gamma \times z$)

ϕ_{SG} : Angulo de fricción entre el suelo de relleno y el geotextil

c) Se define la Longitud Geométrica, que es la longitud del geotextil comprendida desde la cara del muro hasta la cuña de falla, L_R :

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.18)$$

Donde:

H: Altura del muro

z: Profundidad

ϕ : Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno

d) Se verifica la Longitud de Traslape, L_O , que es la longitud de geotextil, que se va en la parte superior de la capa correspondiente. Si el valor calculado es menor a 1.00, se ajusta a éste valor, que es el recomendado:

$$L_O = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(c_a + \gamma \times z \times \tan \phi_{SG})} \quad (4.19)$$

Donde:

S_v : Separación entre capas de geotextil.

σ_h : Presión horizontal total.

FS: Factor de Seguridad (se recomienda usar de 1.3 a 1.5).

c_a : Adhesión del muro de geotextil al suelo.

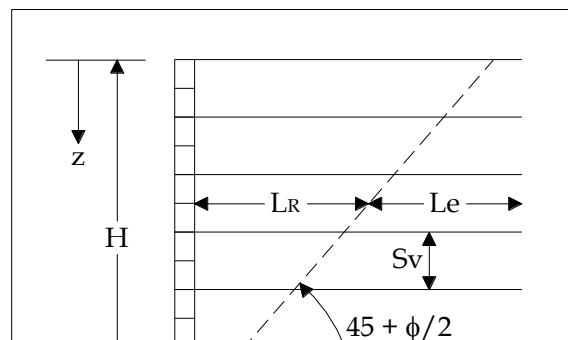
γ : Peso específico del suelo de relleno.

ϕ_{SG} : Angulo de fricción entre el suelo y el geotextil

e) Finalmente se determina la Longitud de las Capas del Geotextil, L_G :

$$L_G = S_v + L_R + L_e + L_O \quad (4.20)$$

Para Geotextiles:



Fuente: Propio.

Figura 4.6: Dimensiones y Ubicación de las características de la Geomalla.

Donde:

H: Altura del Relleno de refuerzo.

z: Profundidad desde la superficie hasta la capa.

Sv: Separación vertical entre capas.

L_R: Longitud geométrica hasta la zona de falla.

L_e: Longitud de empotramiento.

a) Para la determinación del espaciamiento entre capas o separación vertical, **S_v**, la fórmula varía respecto a la correspondiente para el diseño con geotextil. Para geomallas, el espaciamiento será calculado en función de la tensión admisible, **T_{adm}**, y el coeficiente de interacción entre el geotextil y el suelo, **C_i**. Cabe mencionar también que el espaciamiento entre geomallas es constante debido a que el paramento estará constituido por bloques segmentales, que tienen dimensiones pre establecidas y se unen a las geomallas a través de conectores. En las capas superiores el espaciamiento se puede incrementar siempre y cuando este en función de las alturas de los bloques.

Podrían ser utilizados otros elementos como alternativas para conformación de paramento de un muro reforzado con geomallas, sin embargo, al constituir ésta una técnica reciente, no fue posible recabar información respecto a experiencias con otros materiales.

$$S_v = \frac{T_{adm} \times C_i}{\sigma_h} \quad (4.21)$$

Donde:

T_{adm} : Resistencia a la tensión del admisible.

σ_h : Presión total lateral a la profundidad considerada.

C_i : Coeficiente de interacción entre la geomalla y el suelo.

b) Se determina la longitud de empotramiento, L_e , que a diferencia del diseño con geotextil requiere del coeficiente de interacción C_i . Si los valores son muy pequeños, situación altamente probable para el caso de Muros se deberá utilizar el mínimo recomendado de 1,00 m.

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h}{2 \times C_i \times \sigma_v \times \tan \phi} \quad (4.22)$$

Donde:

S_v : Separación entre capas de geotextil.

σ_h : Presión horizontal total a la profundidad considerada.

C_i : Coeficiente de interacción entre la geomalla y el suelo.

σ_v : Empuje vertical ($\sigma_v = \gamma \times z$).

ϕ : Angulo de fricción interno del suelo.

c) Se define la Longitud Geométrica desde la cara del muro hasta la cuña de falla,

L_R :

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.23)$$

Donde:

H: Altura del muro

z: Profundidad

ϕ : Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno

d) Finalmente se determina la Longitud de las Capas del Geotextil, L_G

$$L_G = S_V + L_R + L_e \quad (4.24)$$

4.4.1.7. Verificación de la estabilidad externa del muro

Para la verificación de la estabilidad externa del muro, se toman en cuenta los siguientes factores de seguridad:

- Deslizamiento: **FS** \geq 1.5
- Volcamiento: **FS** \geq 2.0
- Capacidad de carga: **FS** \geq 3.0

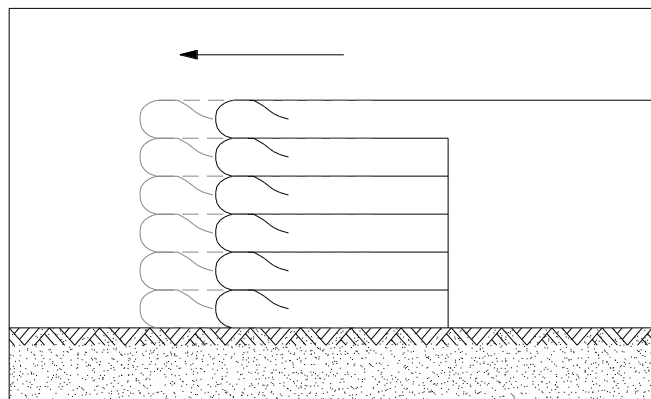
Se determina el valor de cada uno de ellos. El mismo deberá ser mayor al valor citado para el factor correspondiente.

a) Inicialmente, deberá determinarse la magnitud del Empuje Activo, E_A , que produce el muro reforzado. El ángulo de inclinación de este, será para este caso $\delta = \phi$.

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_A - 2 \times c \times H \times \sqrt{K_A}$$

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

b) Se determina la Estabilidad al Deslizamiento, para lo cual, se comparan fuerzas resistentes con fuerzas deslizantes.

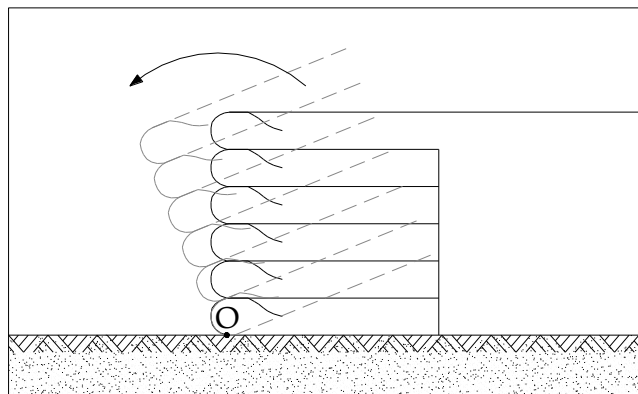


Fuente: Propio.

Figura 4.7: Falla por Deslizamiento de un Muro.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} \quad (4.25)$$

- c) Se procede a realizar el cálculo de la Estabilidad al Volcamiento, para lo cual, se analizara el equilibrio del muro con respecto al punto de giro O.

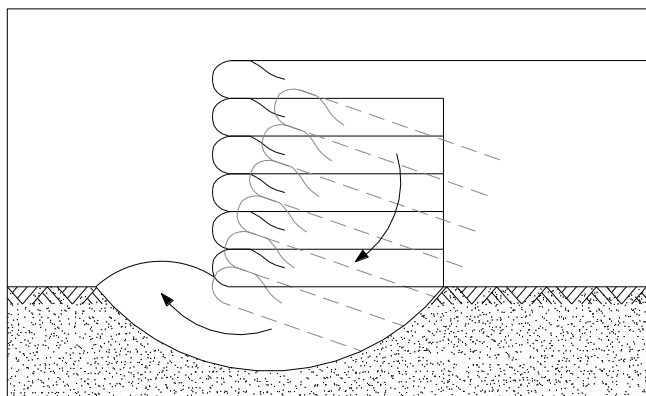


Fuente: Propio.

Figura 4.8: Falla por Volteo de un Muro.

$$FS = \frac{\sum \text{Momento resistente}}{\sum \text{Momento volcante}} \quad (4.26)$$

- e) Para la determinación del factor de seguridad por Capacidad de Carga, se verifica que el suelo de fundación sea lo suficientemente competente para soportar las cargas producidas por el muro y las sobrecargas soportadas por el mismo. Se utilizarán las formulas que determina la Geotecnia tradicional.



Fuente: Propio.

Figura 4.9: Fallas en la Fundación de un Muro.

La forma simplificada de analizar la capacidad de carga por falla de la fundación es la siguiente:

$$\sigma_{ult} = c \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_{SF} \times B \times N_\gamma \quad (4.27)$$

Los factores de capacidad de carga, dependen únicamente del ángulo de fricción interna. Sus fórmulas se presentan a continuación:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.28)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad (4.29)$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan \phi \quad (4.30)$$

Se pueden sustituir los valores obtenidos de estas fórmulas, por valores previamente calculados, los mismos que se encuentran tabulados, y se muestran en el ANEXO D.

La Presión Admisible que generan las cargas verticales se representa por la fórmula a continuación:

$$\sigma_{apl} = \sum \sigma_v \quad (4.31)$$

Finalmente el Factor de seguridad se calcula con el cociente entre la Presión Última y la Presión Admisible:

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}} \quad (4.32)$$

4.4.2. Terraplenes reforzados.

Los taludes de terraplén constituyen estructuras de refuerzo, que presentan dos importantes diferencias con respecto a los muros de contención:

- 1) La inclinación del relleno con respecto a la horizontal es inferior a los 70° ; y,
- 2) El modelo de superficie de falla que se asume para efectos de diseño del refuerzo la cual es de geometría circular, según los modelos de falla Coulomb, Bishop Circular. Mientras que el modelo de superficie de falla que se asume cuando se diseñan muros de contención en suelo reforzado es el modelo de cuña de falla Rankine ($45^\circ + \phi/2$).

El uso de geotextiles y/o geomallas para reforzar terraplenes sobre fundaciones blandas o taludes empinados de suelo, difiere en técnica y diseño.

Se considera diseño, al refuerzo interno; el mismo que implica la determinación del geotextil y/o geomalla necesario a colocar, el mismo que será distribuido en capas de manera que el factor de seguridad a la falla aumente, y el terraplén sea internamente estable. En tal sentido, se realizará una descripción del proceso de diseño para:

- Terraplenes reforzados con geotextiles
- Terraplenes reforzados con geomallas

4.4.2.1. Terraplenes reforzados con geotextil

Para el diseño de taludes reforzados con geotextil, se recomienda llevar a cabo la siguiente metodología:

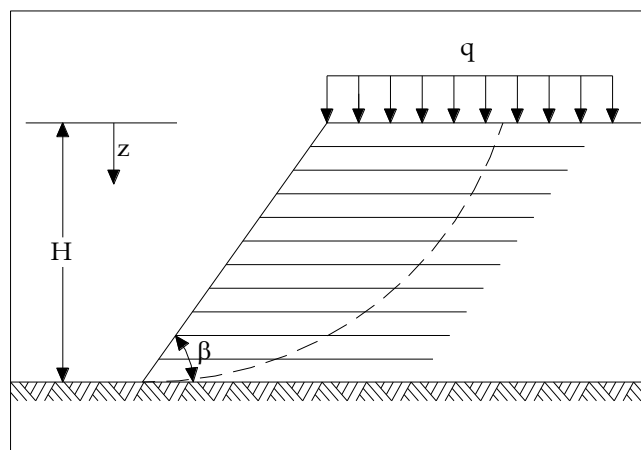
- 1) Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.

- 2) Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén.
- 3) Determinación del perfil estratigráfico del suelo de fundación, y de sus propiedades geomecánicas.
- 4) Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo.
- 5) Determinación de las condiciones de carga del muro.
- 6) Análisis de estabilidad del talud o terraplén sin refuerzo.
- 7) Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.
- 8) Cálculo de otros parámetros necesarios para el establecimiento del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.
- 9) Verificación de la estabilidad externa del muro.

4.4.2.1.1. Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.

Para el establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén, deben considerarse los siguientes factores:

- a) Altura del terraplén, **H**.
- b) Ángulo del o de los taludes del terraplén, **β** .



Fuente: Propio y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 145.

Figura 4.10: Esquema de un Terraplén.

4.4.2.1.2. Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén.

Normalmente los materiales utilizados en la conformación de terraplenes reforzados son de tendencia granular. Sin embargo en varios casos se han construido muros y terraplenes reforzados con materiales que tienen más del 50% de suelo fino.

El uso de altos porcentajes de suelo fino como material de construcción de terraplenes depende de la tolerancia a la deformación que se le permita. También la plasticidad que este suelo presenta, juega un papel muy importante pues se constituye en un parámetro que indica la facilidad de manipulación que tendrá durante el proceso de compactación necesario en la conformación del terraplén.

4.4.2.1.3. Determinación del perfil estratigráfico del suelo de fundación, y de sus propiedades geomecánicas.

a) Es muy importante conocer el perfil estratigráfico, propiedades geotécnicas de los suelos de fundación encontrados: gradación e índice de plasticidad, c' , ϕ' y parámetros de consolidación para el cálculo de los asentamientos, con el objetivo de revisar las condiciones de fundación del terraplén, se aclara que en esta metodología de diseño supone condiciones optimas de cimentación. De presentarse problemas de inestabilidad por malas condiciones de cimentación, es necesario estudiar alternativas de estabilización tales como: refuerzo de base de terraplenes con geotextiles o geomalla, reemplazo de materiales, cimentación profunda, etc.

b) La altura del nivel freático deberá ser establecida, a igual que las condiciones de presencia de agua.

c) Para terraplenes de reparaciones de taludes será necesario identificar la superficie de falla así como la causa de la inestabilidad.

4.4.2.1.4. Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo.

Para el establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil o geomalla de refuerzo, serán necesarios:

a) La determinación de la resistencia última del geotextil, T_{ult} , que se obtiene del proveedor de Geosintéticos.

b) El Establecimiento del Factor de Reducción Total del geotextil, FR_T , que se determina con la fórmula (4.2).

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

c) La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} del geotextil, se calcula con la fórmula (4.1).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T}$$

4.4.2.1.5. Determinación de las condiciones de carga del muro.

La evaluación de las cargas externas y su ubicación, al igual que en el caso de muros reforzados con geotextil, están en función de la profundidad considerada z y del coeficiente de presión activa, K_A , también conocida como el coeficiente del

empuje activo. Entonces, la evaluación de las cargas externas del terraplén, supone:

a) La determinación de la Presión lateral del suelo, σ_{hs} . Fórmula (4.7)

$$\sigma_{hs} = K_a \times \gamma \times z$$

Donde:

γ : Peso específico del suelo de relleno.

b) El Cálculo de la Sobrecarga uniforme, σ_{hq} . Fórmula (4.8)

$$\sigma_{hq} = K_a \times q$$

c) La determinación de Cargas Vivas, σ_{hL} , generadas particularmente por la circulación vehicular.

d) El establecimiento de Cargas Sísmicas, que dependerá de los factores sísmicos de la zona donde se este diseñando el Muro.

e) La fórmula general de las presiones laterales será la misma que se indica en la fórmula (4.13)

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hL}$$

4.4.2.1.6. Análisis de estabilidad del talud o terraplén sin refuerzo.

La metodología consiste en determinar por los métodos clásicos de equilibrio límite el factor de seguridad **FS** de la superficie potencial de falla (más crítica o

más probable) que presentan los taludes del terraplén. Este factor de seguridad es el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas movilizantes.

Cuando la inclinación de las caras o taludes del terraplén no son simétricas o las condiciones de frontera son diferentes es necesario hacer análisis de estabilidad a los taludes del terraplén.

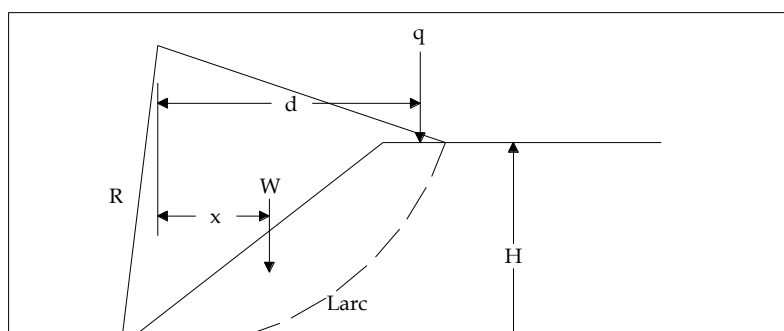
Los análisis de estabilidad se realizan por medio de análisis de equilibrio límite en donde se determina el factor de seguridad más crítico de las superficies potenciales de falla y la zona crítica a reforzar así como los momentos movilizantes.

No solo se debe analizar la superficie de falla más crítica, sino también la zona de falla conformada por todas aquellas superficies de falla que presenten un factor de seguridad menor a 1.5.

4.4.2.1.7. Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.

El diseño del refuerzo para la estabilidad del talud, deberá tener en cuenta las superficies de falla con factor de seguridad menores a 1.5, determinados en un programa de estabilidad de taludes o trazando superficies de falla y aplicando la ecuación de equilibrio límite que se indica:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Actuantes}} = \frac{M_R}{M_D}$$



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 148.

Figura 4.11: Esquema de la superficie de falla.

Donde:

W: Peso del segmento de tierra.

q: Sobrecarga.

H: Altura del terraplén.

R: Radio.

L_{arc} : Longitud de la superficie de falla.

- a) Para la superficie de falla para la cual se esté diseñando el refuerzo, habrá que calcular el momento desestabilizante M_D y el momento resistente M_R como sigue:

$$M_D = W \times x + q \times d \quad (4.33)$$

$$M_R = M_D \times FS_U = (W \times x + q \times d) \times FS_U \quad (4.34)$$

Donde:

FS_U : Factor de Seguridad calculado en el programa de estabilidad u obtenido manualmente trazando superficies de falla.

- b) Una vez determinado el factor de seguridad del talud reforzado con la superficie potencial de falla en estudio, será necesario revisar el factor de seguridad de la superficie potencial de falla para las condiciones de refuerzo ya establecidas. Entonces, se determinará la tensión total que suministra el refuerzo T_T , requerida para obtener el factor de seguridad de talud reforzado **FS = 1.5**:

$$T_T = \frac{FS \times M_D - M_R}{R} \quad (4.35)$$

Donde:

FS: Factor de seguridad requerido (normalmente es 1.5)

R: Radio de la superficie de falla.

Se puede desarrollar la fórmula (4.35), y encontrar el T_T en función de los factores seguridad:

$$T_T = \frac{FS_R \times M_D - FS_U \times M_D}{R} = \frac{(FS_R - FS_U) \times M_D}{R} \quad (4.36)$$

Las aplicaciones del geotextil o geomalla de refuerzo son consideradas críticas, si es necesaria la movilización del refuerzo a la tracción para estabilizar los taludes del terraplén, de tal forma que el factor de seguridad de la superficie potencial de falla aumente hasta un valor confiable.

El refuerzo en el talud del terraplén es considerado típicamente no crítico si el factor de seguridad para el talud no reforzado es mayor a 1.1 y el refuerzo es usado para incrementar el factor de seguridad hasta un valor confiable.

c) La fuerza necesaria que debe suministrar cada capa de geotextil se determina con la siguiente formula:

$$T_{dis} = \frac{T_T}{N} \quad (4.37)$$

Donde:

T_{dis} : Resistencia a la tensión de diseño.

N: Espaciamientos requeridos.

d) La distribución del refuerzo dependerá de la altura del terraplén.

- 1) Para taludes con alturas bajas ($H < 6m$) habrá que asumir una distribución uniforme del refuerzo y utilizar T_{adm} para determinar el espaciamiento entre refuerzos.
- 2) Para taludes altos ($H > 6m$) se dividirá al talud en dos zonas de refuerzo ($T_{superior}$ y $T_{inferior}$) o en tres zonas de refuerzo ($T_{superior}$, T_{medio} y $T_{inferior}$) de iguales dimensiones y se utilizará la siguiente distribución de T :

Para dos zonas:

$$T_{superior} = \frac{3}{4} T_{adm} \quad (4.38)$$

$$T_{inferior} = \frac{1}{4} T_{adm} \quad (4.39)$$

Para tres zonas:

$$T_{superior} = \frac{1}{2} T_{adm} \quad (4.40)$$

$$T_{medio} = \frac{1}{3} T_{adm} \quad (4.41)$$

$$T_{inferior} = \frac{1}{6} T_{adm} \quad (4.42)$$

- e) Se determinará el espaciamiento vertical del refuerzo S_v .

En cada zona, la tensión de diseño, T_{dis} , requerida será calculada para cada capa asumiendo el espaciamiento S_v . Si la resistencia a la tensión es conocida, la separación vertical y el número de capas de refuerzo, N , requerida para cada zona serán calculados:

$$T_{\text{dis}} = \frac{T_z}{S_v} = \frac{T_z}{N} \quad (4.43)$$

Donde:

T_z : Resistencia máxima a la tensión requerida para cada zona, T_z igual a T_{adm} para taludes bajos.

S_v : Espaciamiento vertical del refuerzo.

4.4.2.1.8. Cálculo de otros parámetros necesarios para el establecimiento del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.

a) Se establecerá la longitud de empotramiento, L_e :

$$L_e = \frac{T_{\text{adm}} \times FS}{2 \times F^* \times ft \times \sigma_v} \quad (4.44)$$

Donde:

L_e : Longitud de empotramiento.

T_{adm} : Tensión admisible.

FS : Factor de seguridad requerido.

F^* : Factor de resistencia Pullout, es obtenido en ensayos Pullout con el suelo y el geotextil que se va a utilizar para, para obtener un valor conservador, utilizamos la siguiente fórmula:

$$F^* = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (4.45)$$

ft : Factor de transferencia de esfuerzos por efecto de escala.

$$0,80 < ft < 1,00$$

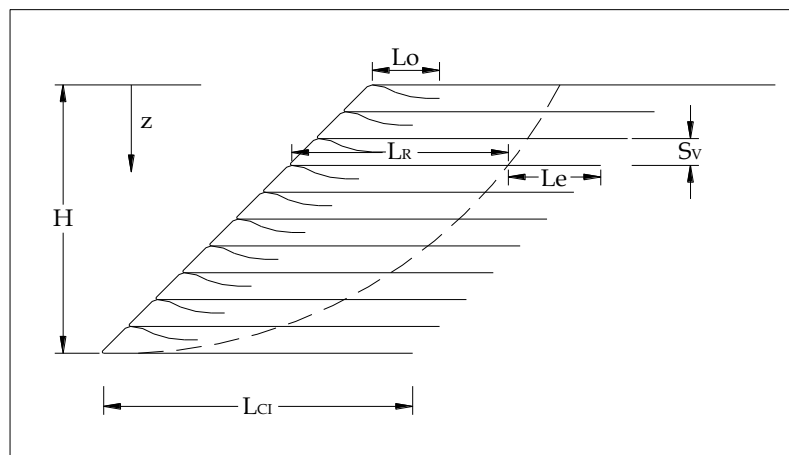
σ_v : Presión vertical.

La longitud mínima de empotramiento es de $L_e = 1\text{ m}$

b) Se determina la Longitud Geométrica, L_R desde la cara del muro hasta la cuña de falla. Si bien en el Diseño de Muros se utiliza una fórmula en función del ángulo de fricción ϕ , para el caso de Terraplenes, resulta más conveniente,

graficar la cuña de falla, ubicar los refuerzos y determinar la longitud geométrica de cada capa de geotextil, a través de la medición en el gráfico. El uso de sistemas CAD, puede resultar muy conveniente en este proceso.

- c) El valor de la Longitud de traslape, L_o , recomendable, al igual que en el caso de muros es de 1,00m.



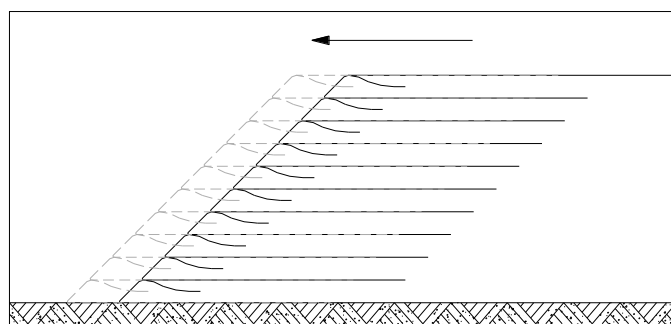
Fuente: Propio.

Figura 4.12: Dimensiones y Ubicación de los elementos del Geotextil de un Terraplén.

4.4.2.1.9. Verificación de la estabilidad externa del muro.

- a) Chequeo al deslizamiento.

El factor de seguridad al deslizamiento debe ser calculado. El mismo debe ser mayor a 1.5. De no ser así, se debe ampliar la base y la longitud del refuerzo del terraplén.



Fuente: Propio.

Figura 4.13: Falla por Deslizamiento de un Terraplén.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} \quad (4.46)$$

$$FS = \frac{(W + E_{AV}) \times \tan \phi_{SG}}{E_{AH}} \quad (4.47)$$

$$E_{AV} = E_A \times \text{sen} \delta \quad (4.48)$$

$$E_{AH} = E_A \times \text{cos} \delta \quad (4.49)$$

$$W = \frac{1}{2} L_{CI}^2 \times \gamma \times \tan \beta \quad \text{Para } L < H \quad (4.50)$$

$$W = \frac{L_{CI} H - H^2}{2 \tan \beta} \gamma \quad \text{Para } L > H \quad (4.51)$$

Donde:

L_{CI} : Longitud del refuerzo en la capa inferior.

H: Altura del Talud.

FS: Factor de seguridad al deslizamiento.

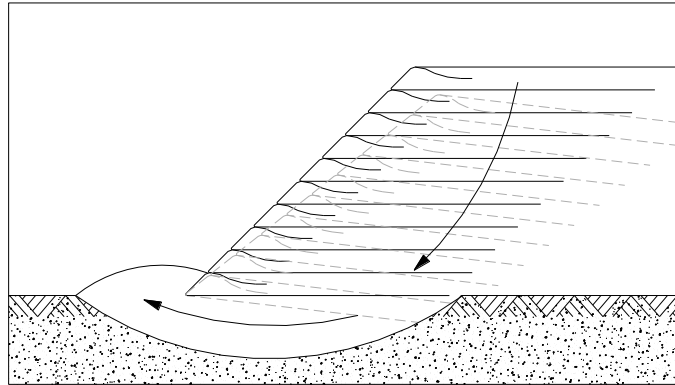
E_A : Empuje activo.

ϕ_{SG} : Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el geotextil.

β : Ángulo del Talud.

b) Capacidad de Carga.

La capacidad de carga última y admisible del terreno deberá ser calculada con el objeto de compararla con la presión de contacto.



Fuente: Propio.

Figura 4.14: Falla por Fundación de un Terraplén.

Se utilizara la fórmula (4.27) que es una forma simplificada de analizar la capacidad de carga por falla de la fundación. Dicha fórmula, se determino en Muros Reforzados:

$$\sigma_{ult} = c \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_{SF} \times B \times N_\gamma$$

Los valores de los factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ , se obtienen del ANEXO D.

La Presión Admisible que generan las cargas verticales se determina con la fórmula (4.31):

$$\sigma_{apl} = \sum \sigma_v$$

Finalmente el Factor de seguridad se calcula con la fórmula (4.32):

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}}$$

4.4.2.2. Terraplenes reforzados con geomallas

La metodología de diseño de refuerzo de taludes con geomallas, que se presenta a continuación, parte de una serie de consideraciones preliminares, las cuales se exponen a continuación:

- El suelo será reforzado con capas horizontales de geomallas.
- Se asumirá $c'=0$. Esta consideración se adopta por dos motivos: el primero, facilidad de cálculos y el segundo, mientras un suelo es más cohesivo es más resistente, por lo cual en caso de existir cohesión en el suelo, el diseño simplemente será más seguro. Esta consideración puede aplicarse a: suelos granulares, suelos arenosos, limosos y arcillosos.
- El peso específico del suelo, es uniforme dentro de todo el terraplén.
- No se considera influencia de fuerzas sísmicas.
- El suelo de fundación es competente.
- Las sobrecargas, si existieren actúan de manera uniforme en la parte superior del talud.

Un análisis más detallado sin embargo, será necesario para taludes más complejos o estructuras críticas.

El proceso de diseño de un talud reforzado con geomallas, incluye las siguientes actividades:

- 1) Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.
- 2) Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén.
- 3) Determinación de las condiciones de carga del muro.
- 4) Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo.
- 5) Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.

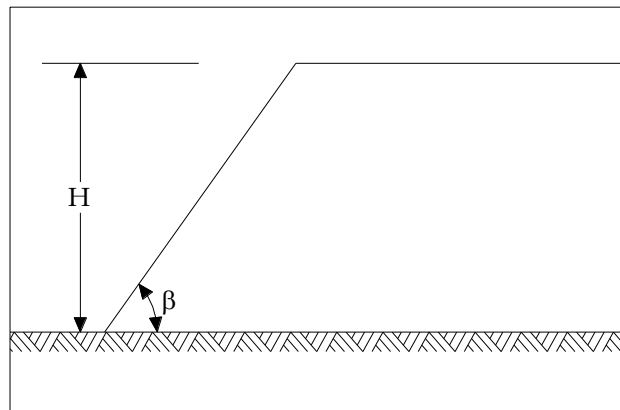
6) Verificación de la estabilidad externa del muro.

4.4.2.2.1. Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.

Al igual que para taludes reforzados con geotextiles, para el establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén, deben considerarse los factores:

a) Altura del terraplén, H .

b) Ángulo del o de los taludes del terraplén, β .



Fuente: Propio.

Figura 4.15: Esquema de un Terraplén para Geomallas.

4.4.2.2.2. Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén.

Son parámetros a considerar:

a) Peso específico el suelo de relleno, γ .

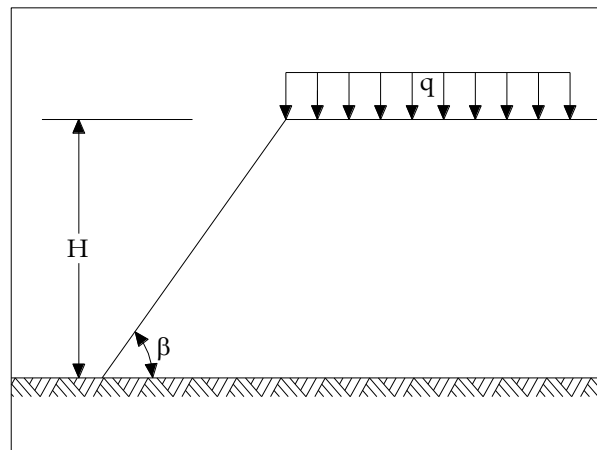
b) Ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' .

Como ya fue planteado en las consideraciones preliminares, se asume que el muro será edificado sobre una fundación competente. En tal sentido, el proceso excluye los datos en relación a las características del suelo de fundación. No obstante, si

este no fuera competente, deberán aplicarse las enmiendas necesarias para que se tenga una fundación de características apropiadas.

4.4.2.2.3. Determinación de las condiciones de carga del muro.

Deberán establecerse las sobrecargas uniformes y cargas vivas que soportará el terraplén.



Fuente: Propio.

Figura 4.16: Esquema de Sobrecargas y Cargas Vivas.

4.4.2.2.4. Establecimiento de los parámetros de diseño de la geomalla de refuerzo.

Para el establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo, es necesaria:

- La determinación de la resistencia última de la geomalla, T_{ult} .
- El Establecimiento del Factor de Reducción Total de la geomalla, FR_T , que se determina con la fórmula (4.2).

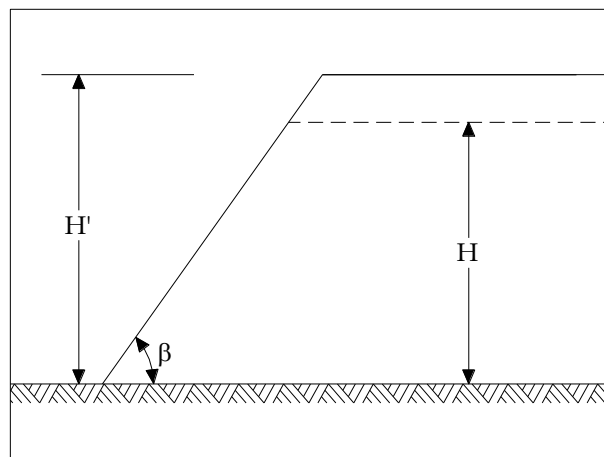
$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

- La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} de la geomalla, con la fórmula (4.1).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T}$$

La selección del refuerzo a ser utilizado en la conformación del terraplén, necesariamente estará en función del número de capas de geomallas. Para determinarlo, se deben seguir los siguientes pasos:

a) Calcular la altura modificada del talud, H' , para considerar la sobrecarga, q .



Fuente: Propio.

Figura 4.17: Terraplén Modificado en función de la Sobrecarga.

$$H' = H + \frac{q}{\gamma} \quad (4.52)$$

Donde:

H' : Altura modificada del talud.

H : Altura del Talud.

q : Sobrecarga.

γ : Peso específico del suelo.

Esta consideración será válida solamente si H' es inferior a $1,2 \times H$

b) Calcular el ángulo de fricción del suelo facturado, ϕ' . Este es el mecanismo, a través del cual, se incorpora el factor de seguridad global deseado, FS , en el

diseño. Los factores de seguridad de 1.3 a 1.5, se constituyen en los típicamente aceptados como estándares en la práctica ingenieril y geotécnica.

$$\phi_f = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{FS} \right] \quad (4.53)$$

c) Determinar el coeficiente de fuerza de la geomalla, **K**, a partir de la figura que muestra el Anexo E, utilizando los valores del ángulo de inclinación β , y el ángulo de fricción del suelo facturado, ϕ_f .

d) Calcular el valor de la tensión total requerida, **T**, suministrada por todas las capas de geomalla.

$$T_T = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times H^2 \quad (4.54)$$

Donde:

T_T : Tensión Total.

H' : Altura modificada del talud.

γ : Peso específico del suelo.

K: Coeficiente de fuerza de la geomalla.

e) Calcular el número mínimo de geomallas N_{\min} , utilizando la Tensión permisible de diseño de la geomalla.

$$N_{\min} = \frac{T_T}{T_{\text{adm}}} \quad (4.55)$$

Donde:

T: Tensión Total.

T_{adm} : Tensión admisible.

f) Calcular el espaciamiento vertical máximo permisible en la parte inferior del talud, $S_{v_{\max}}$.

$$Sv_{\max} = 0,6 \times \frac{H'}{N_{\min}} \quad (4.56)$$

Si Sv_{\max} es inferior al espaciamiento vertical mínimo aceptable, Sv_{\min} , se deberá utilizar una geomalla más fuerte. Y repetir el proceso desde el paso e)

Si Sv_{\max} es mayor a 90 o 120 cm, una geomalla más suave podrá seleccionarse, y deberá de igual manera, repetirse el proceso desde el paso e)

4.4.2.2.5. Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.

El diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud involucra: el establecimiento del espaciamiento vertical y la longitud de las capas de geomalla.

a) Determinación del espaciamiento vertical de las geomallas

El espaciamiento vertical máximo permisible entre capas de geomalla, Sv , decrece con la profundidad, z . Esto se ilustra con la ecuación siguiente:

$$Sv = \frac{T_{\text{adm}}}{K \times \gamma \times z} \quad (4.57)$$

Donde:

T_{adm} : Tensión admisible.

K : Coeficiente de fuerza de la geomalla.

γ : Peso específico del suelo.

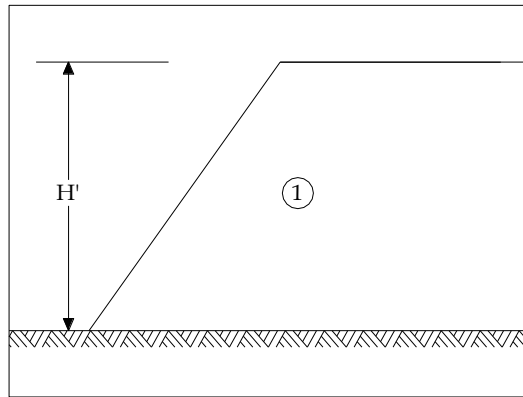
z : Profundidad considerada.

Esta ecuación puede ser utilizada para determinar la elevación óptima de la capa de geomalla, que resultará en la conformación de un diseño más eficiente.

Para determinar el espaciamiento vertical de las capas, se deben realizar los siguientes pasos:

1) Seleccionar el número de zonas de espaciamiento con base en las recomendaciones que se muestran a continuación:

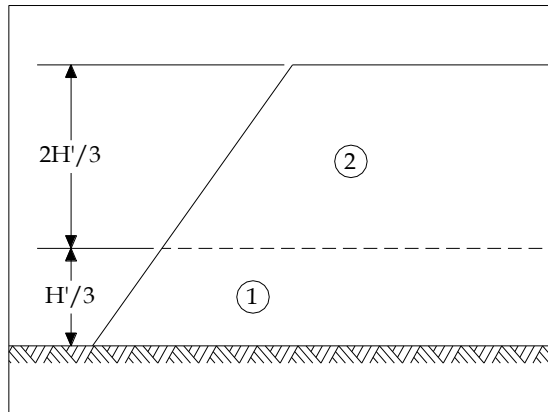
- Clase I.- Tiene una Zona y es recomendada para: $N_{\min} < 5$



Fuente: Propio.

Figura 4.18: Terraplén Clase I, para N_{\min} menor a 5.

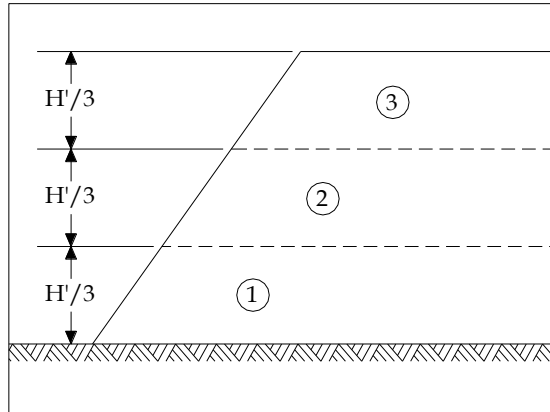
- Clase II.- Tiene dos Zonas y es recomendada para: $4 < N_{\min} < 10$



Fuente: Propio.

Figura 4.19. Terraplén Clase II, para N_{\min} de 4 a 10.

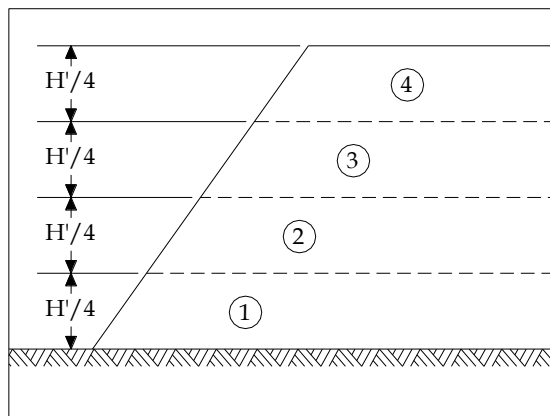
- Clase III.- Tiene tres Zonas y es recomendada para: $8 < N_{\min} < 16$



Fuente: Propio.

Figura 4.20: Terraplén Clase III, para N_{\min} de 8 a 16.

- Clase IV.- Tiene cuatro Zonas y es recomendada para: $12 < N_{\min} < 25$



Fuente: Propio.

Figura 4.21: Terraplén Clase IV, para N_{\min} de 12 a 25.

Se deberán calcular las elevaciones de los límites entre las zonas, y el espaciamiento máximo permisible, $S_{\max zi}$, para cada zona:

Previamente para todas las zonas debemos obtener el valor de R_{HN} , que se determina con la siguiente fórmula:

$$R_{HN} = \frac{H'}{N_{\min}} \quad (4.58)$$

Donde:

R_{HN} : Relación de la Altura del terraplén modificada y el Número de capas de geomallas de refuerzo.

H' : Altura del terraplén modificada.

N_{min} : Número de capas de geomallas de refuerzo.

- Clase I.-

$$Sv_{\max} z_1 = 0,6 \times R_{HN} \quad (4.59)$$

- Clase II.-

$$Sv_{\max} z_1 = 0,6 \times R_{HN}$$

$$Sv_{\max} z_2 = 1,0 \times R_{HN} \quad (4.60)$$

- Clase III.-

$$Sv_{\max} z_1 = 0,6 \times R_{HN}$$

$$Sv_{\max} z_2 = 1,0 \times R_{HN}$$

$$Sv_{\max} z_3 = 3,0 \times R_{HN} \quad (4.61)$$

- Clase IV.-

$$Sv_{\max} z_1 = 0,57 \times R_{HN} \quad (4.62)$$

$$Sv_{\max} z_2 = 0,8 \times R_{HN} \quad (4.63)$$

$$Sv_{\max} z_3 = 1,33 \times R_{HN} \quad (4.64)$$

$$Sv_{\max z_4} = 4,0 \times R_{HN} \quad (4.65)$$

- 2) Determinar el espaciamiento vertical verdadero entre las geomallas, Sv_i , que será utilizado en cada zona, con base en el espaciamiento mínimo permisible y el espaciamiento máximo permisible, determinados en el paso 1). Por ejemplo, si en la segunda zona de espaciamiento, $S_{\max z_2}$ es 45 cm, y el espaciamiento mínimo es de 20 cm, $S_{\max z_2}$ se ajusta a 40 cm (múltiplo de Sv_{\min}).
- 3) Determinar el diseño verdadero, como sigue: Colocar la primera capa a una distancia $\frac{1}{2}$ de S_1 sobre Si (para cada zona), sobre la capa precedente. Conforme se llegue a la siguiente zona de espaciamiento, el Si_{i+1} será utilizado. Las geomallas que queden en la altura suplementaria H' , utilizada para representar la sobrecarga, pueden ser descartadas.

Una vez que el número de capas de geomalla es determinado para la zona superior, el espaciamiento entre las mismas, debe ser revisado para asegurar que la distribución de geomallas se encuentre dentro, y no sobrepase la parte superior o inferior de la zona. Si sobrepasaran, el espaciamiento máximo Sv de las geomallas individuales en la zona superior debe ser calculado utilizando la ecuación (4.57). El espaciamiento para la primera capa en la zona superior debe ser determinado utilizando la profundidad z , de la capa más alta en la zona inmediatamente inferior. El espaciamiento Sv de esta capa, debe ser reducido entonces, hasta lograr la elevación asociada, en un múltiplo del valor de espesor mínimo Sv_{\min} . Por ejemplo, si el espesor de dicha capa, fuera 130 cm, y el Sv_{\min} es 20cm, se redondea Sv a 120 cm. Esto permite asegurar que el espaciamiento de las geomallas en la zona superior, no excedan el espaciamiento máximo teórico. Nótese, que si el espaciamiento de las últimas capas continúa sobrepasando, puede ser modificado, de manera que la distancia entre las geomallas, no exceda Sv_{\max} .

- 4) Verificar que el número total de geomallas, N , satisfaga la condición siguiente:

$$N > N_{\min} - N_s$$

Donde:

N_s : es el número de geomallas que deberían ser colocadas en la altura suplementaria, $H' - H$ utilizada para representar la sobrecarga.

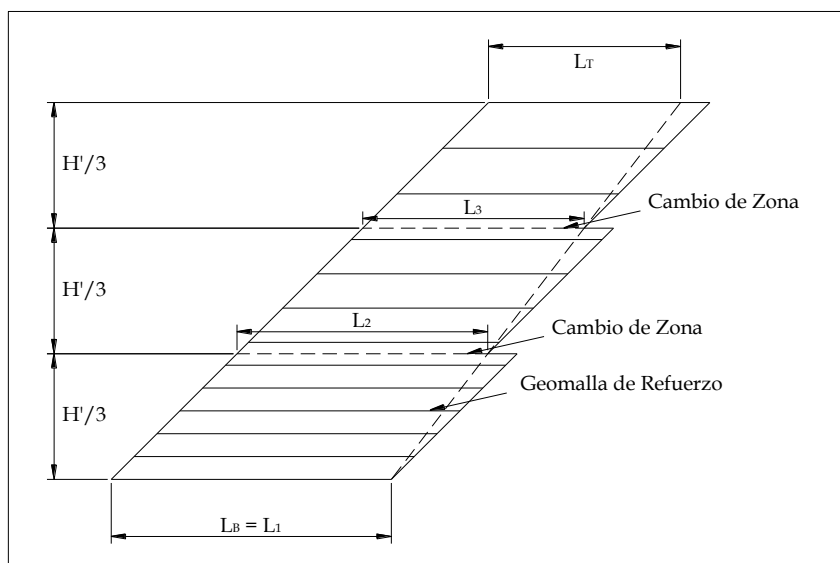
Si la condición anterior no es satisfecha, existe un error en la distribución de las geomallas. Se debe reiniciar el proceso, desde el paso 1)

b) Determinación de la Longitud de Capas de geomalla

Se deberán seguir los siguientes pasos:

- 1) Determinar la Longitud requerida en la parte superior del talud, L_T , y en la parte inferior L_B , utilizando las figuras que se muestran en los ANEXOS F1 o F2. Los valores de ángulo del talud β , y el ángulo de fricción factorado $\phi'f$, son utilizados en estas figuras.
- 2) Si las longitudes de los refuerzos de la parte superior e inferior son iguales ($L_T = L_B$), entonces la longitud de todas las geomallas será la misma, y se puede omitir el paso siguiente.
- 3) Si L_T difiere de L_B , se deberá dividir el talud en zonas de igual longitud de refuerzo como sigue:

Utilizando las zonas determinadas en el paso a) 1), se determina la longitud del refuerzo en la parte inferior de cada zona, L_I , asumiendo una línea recta entre la longitud superior e inferior del talud (L_T y L_B). La longitud de todas las capas de la zona, serán iguales al valor L_I de esa zona.



Fuente: Propio.

Figura 4.22: Ejemplo de cómo determinar las longitudes de las zonas.

La longitud requerida, podrá sin embargo ser ajustada a criterio del diseñador para simplificar la construcción. Puede ser a menudo conveniente, tener longitudes de geomalla iguales a una fracción de la longitud de todo el rollo, o por conveniencia del contratista, será preferible tener un número reducido de diferentes longitudes a ser utilizadas en un proyecto dado. El diseñador debe considerar un apropiado balance en consideraciones de: diseño, construcción y costo para realizar ajustes en la longitud.

c) Determinación de refuerzo intermedio requerido

El refuerzo intermedio, consiste en colocar pequeñas capas de geomalla, cerca de la cara del talud, para ayudar a mantener un perfil limpio y aportar en la estabilidad interna, entre las geomallas primarias de refuerzo, durante y después de la construcción. El costo adicional de este refuerzo intermedio es reducido, y los beneficios pueden ser considerables. Gracias al uso de refuerzo intermedio durante la construcción, la compactación puede ser lograda fuera de la cara del muro, ya que se crea una fachada limpia.

Después de la construcción, el refuerzo intermedio puede aportar en la estabilidad interna, para resistir la superficial de la cara del talud.

A continuación se señalan lineamientos para el establecimiento del refuerzo intermedio:

- 1) Para taludes de pendientes inferiores a 35° , el refuerzo intermedio no es usualmente requerido. En arcillas muy plásticas sin embargo, se recomienda su utilización si el espaciamiento del refuerzo primario es mayor a 45 cm.
- 2) Para taludes de pendientes entre 35° y 42° se deberá colocar refuerzo intermedio entre las capas de refuerzo primario.
- 3) Para taludes con pendiente superior a 42° , se recomienda la utilización la técnica de envolvente. Es posible que las geomallas se extiendan fuera de la cara del muro y luego se envuelvan y cubran con capas de suelo compactado sobre ellas.

Una formaleta puede ser utilizada para facilitar la construcción. La separación vertical máxima de la geomalla recomendada es de 60 cm y un traslape mínimo de 10 a 20 cm (en la cara del muro únicamente), para asegurar el cierre completo de la cara del muro.

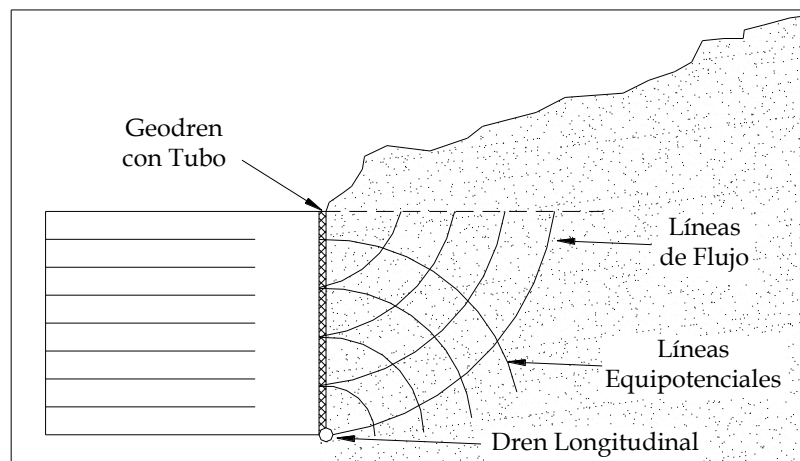
4.4.3. Diseño del Subdrenaje de Muros y Terraplenes.

La presencia de agua, constituye a menudo una de las causas más relevantes del deterioro prematuro de las obras civiles. En tal sentido, resulta de vital importancia el correcto manejo de los fluidos, que se realiza a través de obras de drenaje, adecuadas para cada caso.

Un sistema de drenaje, involucra procesos de: captación, conducción y evacuación.

Cuanto más rápido se capte el agua en las obras civiles, se garantiza una mayor durabilidad de éstas. La utilización de geodrenes, puede constituir una alternativa interesante para el manejo de fluidos, ya que los captan y conducen de manera eficiente, y su tiempo de construcción es reducido al igual que su costo, en relación a alternativas convencionales. En adición, reducen el impacto ambiental, ya que no requieren de la explotación y transporte de materiales pétreos para su conformación.

Un sistema de drenaje, está compuesto por un medio filtrante y otro drenante. Para el caso de geodrenes, como ya fue mencionado, el medio filtrante, está constituido por geotextil, de preferencia no tejido punzonado por agujas. El medio drenante, es un elemento geosintético conocido con el nombre de geored. Cuando se coloca un tubo de drenaje para evacuar los fluidos captados, se denomina geodrén con tubo.



Fuente: Propio y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 51.

Figura 4.23: Drenaje en Muro Reforzado.

El buen desempeño de un sistema de drenaje, depende de los factores siguientes:

- 1) Establecimiento del sitio o sitios donde se requiere realizar captación de fluidos.
- 2) Estimación de caudales de diseño.

- 3) Selección del geotextil a utilizar en el sistema de filtración.
- 4) Determinación del número de georedes necesarias para conducir el caudal de diseño.
- 5) Establecimiento del sistema de evacuación de líquidos captados por el geodrén.

4.4.3.1. Establecimiento del sitio o sitios donde se requiere realizar captación de fluidos.

Las líneas de subdrenaje, deben propender a interceptar el agua lo más perpendicularmente posible. Para muros de contención y terraplenes, es indispensable la colocación de sistemas de drenaje con el fin de mantener disipadas las presiones hidrostáticas y subpresiones de flujo.

Para estos casos, el geodrén planar posee ventajas importantes de aplicación, principalmente por la gran área geométrica que puede llegar a tener en contacto con los suelos y su capacidad de recibir caudales importantes.

4.4.3.2. Estimación de caudales de diseño

La estimación del caudal de diseño por metro lineal, para muros de contención y/o terraplenes, se basa en:

La determinación del caudal total circulante Q_{Dml} (o caudal de diseño por metro lineal), se realiza mediante la aplicación de la Ley de Darcy, conociendo la permeabilidad del medio K_S .

$$Q_{Dml} = K_S \times A \times \frac{f}{n} \quad (4.66)$$

Donde

K_S : Permeabilidad del Suelo.

f: Número de intervalos entre líneas de corriente (o número de canales de flujo)⁷.

n: Número de intervalos entre las líneas equipotenciales⁸.

A: Área por unidad de longitud (En general se considera igual a h(m)x1m).

Se obtiene el caudal por metro cuadrado:

$$Q_{m2} = \frac{Q_{Dml}}{H} \quad (4.67)$$

Y finalmente el caudal total

$$Q_{total} = Q_{Dml} \times L_L \quad (4.68)$$

Donde:

L_L : Longitud del muro o terraplén.

4.4.3.3. Selección del geotextil a utilizar en el sistema de filtración.

El filtro evita una excesiva migración de partículas de suelo, y simultáneamente permite el paso del agua. En tal sentido, la selección del geotextil se basará en las propiedades de los geotextiles como medios filtrantes, señaladas anteriormente; las mismas que deben cumplir con los criterios que se exponen a continuación:

a) Retención: Las aberturas deberán ser lo suficientemente pequeñas para evitar la migración del suelo hacia el medio drenante o hacia donde se dirija el flujo. De acuerdo a lo establecido en “Geotextile Engineering Manual” de la Federal Highway Administration (FHWA) y criterios de Christopher- Holtz (1989) y Carroll (1983), un geotextil debe cumplir con la condición siguiente:

$$TAA < D_{85} \times B$$

Donde

TAA: Tamaño de apertura aparente. Es la abertura de espacios libres en milímetros. Dato proporcionado por el fabricante.

D_{85} : Tamaño de partículas en milímetros. Cuando al tamizar un suelo, pasa el 85% de éste. Dato que se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B: Coeficiente que varía de 1 a 3, dependiendo del suelo a filtrar.

- Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas, (menos del 50% pasa por el tamiz No. 200) B es función del coeficiente de uniformidad C_u , de la siguiente manera:

$$C_u \leq 2 \text{ ó } 8 \leq C_u \quad \text{Usar } B=1$$

⁷ Líneas seguidas por el agua al fluir a través del suelo y rocas saturadas; para un régimen estacionario siempre son las mismas, siendo constante la cantidad de fluido que pasa entre dos líneas de corriente.

⁸ Líneas que presentan una misma altura piezométrica o carga hidráulica en todos sus puntos.

$$2 \leq Cu \leq 4$$

$$\text{Usar } B = 0,5Cu$$

$$4 \leq Cu \leq 8$$

$$\text{Usar } B = 8/Cu$$

Donde $Cu = D_{60}/D_{10}$.

- Para suelos arenosos mal gradados, se debe usar B entre 1,5 y 2.
- Para suelos finos (más del 50% pasa por el tamiz No. 200), B es función del tipo de geotextil.
- Para geotextiles no tejidos punzonados por agujas, debe usarse $B = 3$
- La AASHTO recomienda que los geotextiles deben cumplir por lo menos:
 $TAA \leq 0,3 \text{ mm}$

b) Permeabilidad: Debe haber un adecuado flujo de agua a través del geotextil, considerando su habilidad para esto. Se determina a través del coeficiente de permeabilidad K_G . Se deberá tener en cuenta que:

- Para condiciones de flujo o estable o flujo laminar y suelos no dispersivos, con porcentajes de finos no mayores al 50%, y de acuerdo al criterio de Shober y Tiendl (1979), Wates (1980) y otros:

$$K_G \geq K_S \quad (4.69)$$

Donde:

K_G : Permeabilidad del geotextil

K_S : Permeabilidad del suelo

- Para condiciones de flujo crítico, altos gradientes hidráulicos y buscando un correcto desempeño a largo plazo, reduciendo los riesgos de colmatación, se recomienda utilizar los criterios de Carroll (1983); Christopher y Holtz (1985). Se recomienda adicionalmente colocar una capa de arena media a gruesa.

$$K_G \geq 10 \times K_S$$

c) **Colmatación:** De acuerdo al criterio de Christopher y Holtz 1985 y otros autores, los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad mayor al 50%.

d) **Supervivencia:** El geotextil, deberá cumplir con las especificaciones mínimas mencionadas en la Tabla 4.5.

e) **Durabilidad**

f) **Permitividad:** En primera instancia, teniendo en cuenta el caudal que requiere pasar por el filtro, por cada metro cuadrado, se determina la permitividad requerida del geotextil p_{req} .

$$p_{req} = \frac{Q_{m2}}{e} \quad (4.70)$$

Donde:

Q_{m2} : Caudal por metro cuadrado

e: Espesor del geotextil

- Se calcula la permitividad disponible, con la fórmula (4.3) y los valores de la Tabla 4.3

$$P_{adm} = \frac{P_{ult}}{FR_{CB} \times FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}}$$

- Finalmente se determina el factor de seguridad, que debe ser mayor a 1. Caso contrario, deberá seleccionarse un geotextil que cumpla con estas características.

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}} > 1 \quad (4.71)$$

4.4.3.4. Determinación del número de georedes necesarias para conducir el caudal de diseño.

Las georedes, son el medio poroso encargado de conducir los fluidos que pasan a través del filtro. En general, una sola geored es suficiente.

Para asegurarlo, es necesario revisar la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (transmisividad) en el plano de la geored.

La transmisividad requerida θ_{req} es igual al Caudal Total Q_{total} dividido para el ancho de la geored, que en general es igual a la longitud del muro L_L .

Se determina la transmisividad disponible, que se obtiene con la fórmula (4.4):

$$\theta_{adm} = \frac{\theta_{ult}}{FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}}$$

Finalmente se determina el factor de seguridad. Si es mayor a 1, una geored es suficiente, caso contrario, deberá utilizarse el número que cumpla con esta condición.

$$FS = \frac{\theta_{adm}}{\theta_{req}} > 1 \quad (4.72)$$

4.4.3.5. Establecimiento del sistema de evacuación de líquidos captados por el geodrén.

Para establecer el tipo y diámetro de tubería, se debe comprobar:

- a) El tubo será capaz de recibir el caudal de diseño por cada metro lineal. Es decir, debe dejar entrar al agua en su interior a través de orificios y ranuras. La capacidad de recibir flujo por metro lineal del tubo, entonces debe ser mayor o igual al caudal de diseño por metro lineal.
- b) El tubo debe ser capaz de conducir la totalidad del caudal de diseño. Entonces se debe estimar el caudal máximo que puede transportar el tubo. Este, puede determinarse a través de un nomograma, con base a la ecuación de Prandll Colebrook, donde conociendo la pendiente y caudal de diseño, se puede establecer el diámetro de la tubería a usar.
- c) A pesar de tener drenes para el manejo de escorrentía superficial y subdren chimenea; caudales adicionales podrían infiltrarse en la masa del suelo. Por tal motivo es necesario construir lloraderos que permitan la salida de agua en exceso.

Se pueden construir en tubería perforada de 2 1/2" a 4" o gravilla, forradas con geotextil no tejido. La longitud recomendable para los mismos, es en promedio 3/4 de la base del muro o del terraplén y deberán estar espaciados en

sentido horizontal entre 2 y 3mts y en sentido vertical entre 1 y 2mts aproximadamente.

La distribución exacta de los lloraderos será especificada por el diseñador, quien tendrá en cuenta las condiciones particulares de cada caso.

4.5. Procedimiento Constructivo.

El procedimiento constructivo, tanto para muros como para terraplenes involucra los siguientes aspectos:

- 1) Preparación de la Fundación.
- 2) Construcción del Sistema de Drenaje.
- 3) Colocación del geotextil.
- 4) Colocación del material de relleno.
- 5) Construcción de las capas.
- 6) Conformación de la fachada o paramento.

Los mismos, serán descritos a continuación.

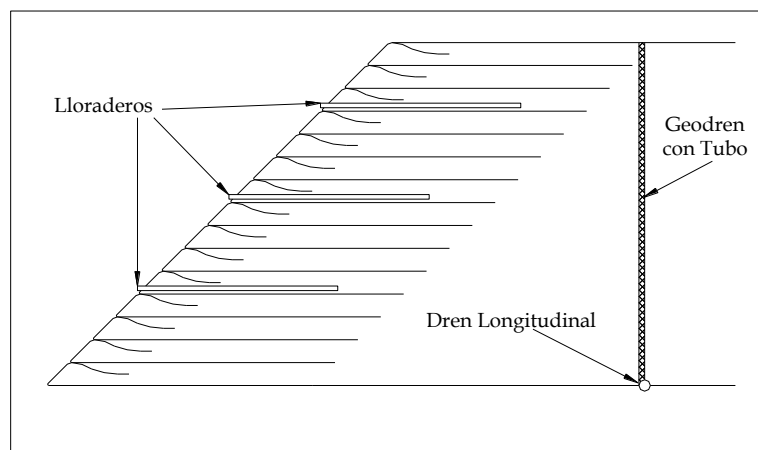
4.5.1. Preparación de la Fundación.

El suelo de fundación podría ser el nivel del terreno. No obstante en ciertas circunstancias es necesario mejorarlo con un material de mejores características mecánicas. El mismo, puede ser de tipo base granular, un suelo cemento o un colchón de grava que a la vez evite el ascenso del nivel freático. Esta determinación la realizará el diseñador, con base en el estudio de suelos respectivo y considerando las condiciones particulares del proyecto.

La preparación de la fundación se debe iniciar con una excavación de 30 a 60cms por debajo del nivel inicial de la primera capa del muro o terraplén siendo esto para el caso de geotextiles, la misma que posteriormente será rellena con material granular seleccionado, el mismo que será compactado y nivelado.

4.5.2. Construcción del Sistema de Drenaje.

Como ya fue citado, el sistema de drenaje consta de: un medio filtrante (geotextil no tejido punzonado por agujas), uno drenante (material granular o georedes) y la tubería perforada que se utilizará como elemento de evacuación.



Fuente: Propio.

Figura 4.24: Esquema de obras de sub-drenaje en un terraplén.

a) Sub-drenaje en el Espaldón o Sub-dren Chimenea

Se construye en el espaldón del muro o del terraplén. Puede construirse con material granular limpio de finos que este entre 3/4" y 2 1/2", o con una geored, que se cubren con el geotextil seleccionado en el diseño.

Si se utiliza material granular, el espesor del subdren chimenea puede oscilar entre 40 y 70cms según la cantidad de agua que se estime en el diseño. El dren longitudinal, se coloca debajo de la primera capa, como se muestra en la figura.

b) Lloraderos

Deberán distribuirse de la manera en que se haya previsto en el diseño. Tendrán que llegar hasta la zona reforzada con geotextil.

Serán colocados durante la construcción del muro.

4.5.3. Colocación del geotextil.

El rollo de geotextil deberá colocarse con el sentido a partir del cual se realizó el diseño, perpendicular al alineamiento horizontal del muro. Tendrá que asegurarse en el sitio de manera que se evite cualquier movimiento durante la colocación del material de relleno.

Contará con un traslapo mínimo de 30cms a lo largo de todos sus bordes. Si se prevé asentamientos grandes en la fundación que puedan originar una separación entre rollos traslapados, se recomienda la unión mediante costura.

4.5.4. Colocación del material de relleno.

El material deberá ser colocado directamente sobre el geotextil, compactando la primera capa de 15cms de espesor con equipos manuales.

Después de esta primera capa el proceso de compactación podrá ser realizado, a juicio del ingeniero, mediante la utilización de los compactadores convencionalmente empleados en vías.

El grado de compactación deberá ser del 95% de la densidad máxima obtenida en laboratorio para el ensayo de Proctor modificado. Deberá evitarse cualquier movimiento o arrugamiento del geotextil durante la colocación del material de relleno.

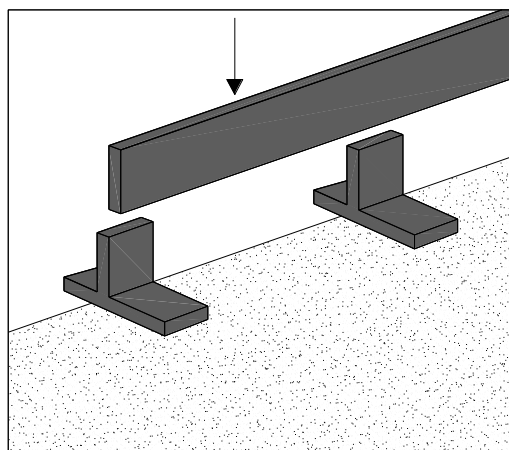
Sería recomendable, que en los primeros 60cms más cercanos al borde del muro se trabaje con compactadores manuales.

4.5.5. Construcción de las capas.

- a)* El rollo de geotextil, será colocado directamente sobre el suelo de fundación o sobre el manto drenante.
- b)* Para la conformación de la cara del muro se utiliza una formaleta. Pueden ser de dos tipos: removibles o fijas.

Las formaletas removibles son más económicas que las formaletas fijas pero no permiten obtener una completa verticalidad de la cara del muro o del terraplén si es el caso.

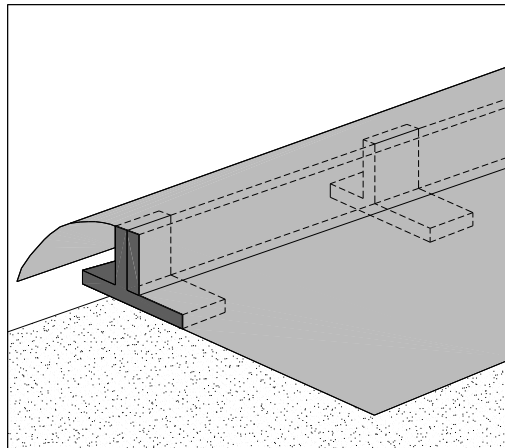
La cara vertical, está compuesta por un tablón con una altura ligeramente superior a la de la capa que esté conformando. El mismo, se fija a unas estructuras de madera también, las cuales se denominan ménsulas y cumplen con la función de soporte del tablón.



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 94.

Figura 4.25: Colocación de las formaletas.

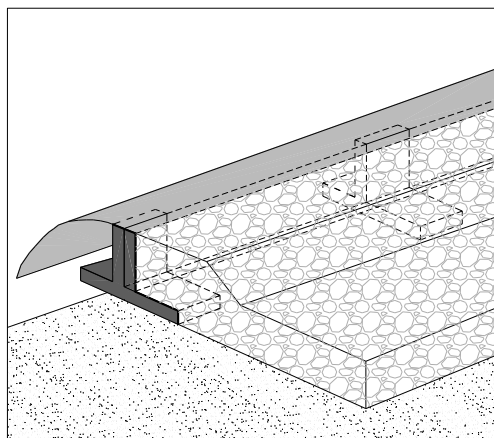
Al menos 1m de geotextil deberá quedar estar por fuera de la formaleta, para que luego sea posible conformar el pliegue superior de cada una de las capas de refuerzo.



Fuente: Propia y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 94.

Figura 4.26: Colocación del Geotextil.

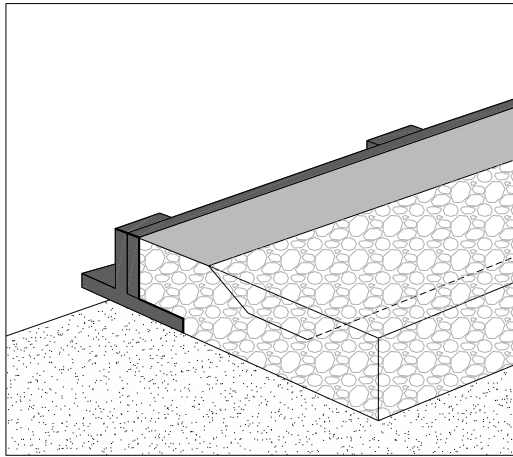
c) El material de relleno deberá ser colocado, de acuerdo al proceso mencionado en el punto 4.5.1.4. Adicionalmente, habrá que prever la construcción de un montículo de 30 a 60cms de ancho a partir de la cara del muro. Dicho montículo, será conformado inmediatamente después de haber compactado la primera capa y deberá alcanzar la altura de diseño de la capa a la cual pertenezca.



Fuente: Propia y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 94.

Figura 4.27: Colocación del montículo.

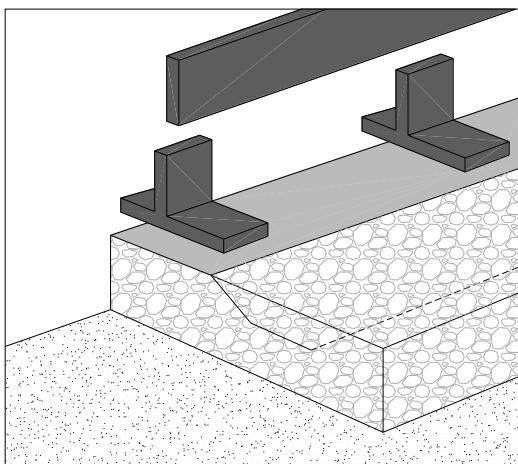
- d)* El extremo del geotextil que se había dejado suelto anteriormente para realizar el pliegue superior, deberá colocarse sobre el montículo.
- e)* Material de relleno adicional, deberá colocarse para alcanzar la altura de diseño de la capa, para ser posteriormente compactado.



Fuente: Propia y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 94.

Figura 4.28: Compactación hasta alcanzar la altura de la capa.

- f)* La formaleta es retirada; procediendo primero con los tablonces y posteriormente con las ménsulas. La misma, puede ser utilizada para continuar con las capas superiores.



Fuente: Propia y Manual de Diseño de PAVCO, Pág. 94.

Figura 4.29: Construcción de las capas siguientes.

4.5.6. Fachada.

Una vez alcanzada la altura final del muro y/o terraplén, se procederá a construir su fachada. Es indispensable realizar el cubrimiento del muro y/o terraplén con elementos rígidos o flexibles, para protegerlo de la acción ambiental (rayos ultravioleta, de actos vandálicos o de la posible acción de roedores. Este se deberá cubrir con elementos rígidos o flexibles, tales como:

- 1) Mampostería: se puede pensar en utilizar cualquier tipo de bloques para conformar la fachada, la cual no soportará ningún tipo de empuje horizontal originado por el muro reforzado con geotextil. Se deberá verificar el comportamiento estructural de la fachada independientemente al de la estructura en suelo reforzado.
- 2) Bloques segmentales de concreto, que constituyen un tipo especial de mampostería. Los mismos, se traban a las geomallas, creando así una conexión mecánica entre el muro propiamente dicho y el refuerzo de la geomalla. El punto más crítico en el interior de un muro de retención de bloques modulares es la conexión. Si no se asegura la resistencia de la conexión, se arriesga a tener una falla en el muro.
- 3) Paneles de concreto: se deberá pensar durante el cálculo de la separación vertical entre capas de refuerzo, la posición para la inclusión de las varillas de anclaje para los paneles. Se recomienda que los pases queden ubicados de tal manera que no vayan a romper el geotextil sobre la cara vertical del muro.
- 4) Recubrimiento en mortero u hormigón lanzado: para este tipo de acabados, se debe considerar la utilización de una malla electrosoldada, colocada adecuadamente sobre la cara vertical del muro.
- 5) Para una inclinación de la cara del muro de 70°, esta se podrá cubrir con vegetación, colocándose como elemento de refuerzo para la misma a un

geotextil de malla abierta, con el fin de permitir que esta permanezca en su sitio hasta que se desarrolle totalmente.

- 6) Si las obras son temporales, esto es, la duración de la vida útil del muro no comprenderá un período de tiempo mayor a los 6 meses, el geotextil podrá dejarse expuesto.

CAPÍTULO 4. _____ 61

4. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON GEOSINTÉTICOS. _____	61
4.1. Antecedentes. _____	61
4.2. Geosintéticos. _____	63
4.3. Familias de geosintéticos. _____	63
4.3.1. Geotextiles. _____	64
4.3.1.1. Tipos. _____	64
4.3.1.2. Propiedades. _____	66
4.3.1.2.1. Propiedades físicas. _____	66
4.3.1.2.2. Propiedades mecánicas. _____	66
4.3.1.2.3. Propiedades Hidráulicas. _____	68
4.3.1.2.4. Propiedades de Pervivencia. _____	70
4.3.1.2.5. Propiedades de Degradación. _____	71
4.3.2. Geomallas o Geogrillas. _____	75
4.3.2.1. Tipos. _____	75

4.3.2.2.	Propiedades.	77
4.3.2.2.1.	Propiedades Físicas	77
4.3.2.2.2.	Propiedades Mecánicas	77
4.3.2.2.3.	Propiedades de Pervivencia	78
4.3.2.2.4.	Propiedades de Degradación	79
4.3.3.	Geocompuestos.	79
4.3.3.1.	Tipos.	80
4.3.3.2.	Propiedades.	80
4.3.3.2.1.	Propiedades de Geotextiles	80
4.3.3.2.2.	Propiedades de georedes	81
4.4.	Diseño de Muros y Terraplenes con Geosintéticos.	81
4.4.1.	Muros Reforzados.	82
4.4.1.1.	Establecimiento de las dimensiones geométricas del muro.	83
4.4.1.2.	Determinación de propiedades del suelo a usar en la construcción del muro.	84
4.4.1.3.	Determinación del perfil estratigráfico y las propiedades geomecánicas del suelo de fundación.	85
4.4.1.4.	Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil y geomalla de refuerzo.	86
4.4.1.5.	Determinación de las condiciones de carga del muro.	88
4.4.1.6.	Determinación de las características del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.	92
4.4.1.7.	Verificación de la estabilidad externa del muro	97
4.4.2.	Terraplenes reforzados.	99
4.4.2.1.	Terraplenes reforzados con geotextil	100
4.4.2.1.1.	Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.	101
4.4.2.1.2.	Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén.	102
4.4.2.1.3.	Determinación del perfil estratigráfico del suelo de fundación, y de sus propiedades geomecánicas.	102
4.4.2.1.4.	Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo.	103
4.4.2.1.5.	Determinación de las condiciones de carga del muro.	103
4.4.2.1.6.	Análisis de estabilidad del talud o terraplén sin refuerzo.	104
4.4.2.1.7.	Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.	105
4.4.2.1.8.	Cálculo de otros parámetros necesarios para el establecimiento del refuerzo necesario para la estabilidad del muro.	109
4.4.2.1.9.	Verificación de la estabilidad externa del muro.	110
4.4.2.2.	Terraplenes reforzados con geomallas	112
4.4.2.2.1.	Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.	114
4.4.2.2.2.	Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del terraplén.	114
4.4.2.2.3.	Determinación de las condiciones de carga del muro.	115

4.4.2.2.4.	Establecimiento de los parámetros de diseño de la geomalla de refuerzo.	115
4.4.2.2.5.	Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.	118
4.4.3.	Diseño del Subdrenaje de Muros y Terraplenes.	125
4.4.3.1.	Establecimiento del sitio o sitios donde se requiere realizar captación de fluidos.	127
4.4.3.2.	Estimación de caudales de diseño	127
4.4.3.3.	Selección del geotextil a utilizar en el sistema de filtración.	128
4.4.3.4.	Determinación del número de georedes necesarias para conducir el caudal de diseño.	130
4.4.3.5.	Establecimiento del sistema de evacuación de líquidos captados por el geodrén.	131
4.5.	Procedimiento Constructivo.	132
4.5.1.	Preparación de la Fundación.	132
4.5.2.	Construcción del Sistema de Drenaje.	133
4.5.3.	Colocación del geotextil.	134
4.5.4.	Colocación del material de relleno.	134
4.5.5.	Construcción de las capas.	135
4.5.6.	Fachada.	138
Foto 4.1:	Geotextiles Tejidos.	64
Foto 4.2:	Geotextiles No Tejidos.	65
Foto 4.3:	Geomalla Uniaxial.	76
Foto 4.4:	Geomalla Biaxial.	76
Figura 4.1:	Dimensiones del Muro.	84
Figura 4.2:	Continuidad de las capas de refuerzo. a) Muro Recomendado, b) Muro No Recomendado.	84
Figura 4.3:	Cargas externas que afectan al Muro con Geotextil.	88
Figura 4.4:	Cargas Puntuales que afectan al Muro con Geotextil.	89
Figura 4.5:	Dimensiones y Ubicación de las características del Geotextil.	92
Figura 4.6:	Dimensiones y Ubicación de las características de la Geomalla.	95
Figura 4.7:	Falla por Deslizamiento de un Muro.	98
Figura 4.8:	Falla por Volteo de un Muro.	98
Figura 4.9:	Fallas en la Fundación de un Muro.	99
Figura 4.10:	Esquema de un Terraplén.	102
Figura 4.11:	Esquema de la superficie de falla.	106
Figura 4.12:	Dimensiones y Ubicación de los elementos del Geotextil de un Terraplén.	110
Figura 4.13:	Falla por Deslizamiento de un Terraplén.	111
Figura 4.14:	Falla por Fundación de un Terraplén.	112
Figura 4.15:	Esquema de un Terraplén para Geomallas.	114
Figura 4.16:	Esquema de Sobrecargas y Cargas Vivas.	115
Figura 4.17:	Terraplén Modificado en función de la Sobrecarga.	116
Figura 4.18:	Terraplén Clase I, para N_{\min} menor a 5.	119
Figura 4.19:	Terraplén Clase II, para N_{\min} de 4 a 10.	119

Figura 4.20: Terraplén Clase III, para N_{\min} de 8 a 16.	120
Figura 4.21: Terraplén Clase IV, para N_{\min} de 12 a 25.	120
Figura 4.22: Ejemplo de cómo determinar las longitudes de las zonas.	124
Figura 4.23: Drenaje en Muro Reforzado.	126
Figura 4.24: Esquema de obras de sub-drenaje en un terraplén.	133
Figura 4.25: Colocación de las formaletas.	136
Figura 4.26: Colocación del Geotextil.	136
Figura 4.27: Colocación del montículo.	136
Figura 4.28: Compactación hasta alcanzar la altura de la capa.	137
Figura 4.29: Construcción de las capas siguientes.	137

Tabla 4.1: Rango típico de propiedades para Geotextiles normalmente disponibles.	72
Tabla 4.2: Valores recomendados de los Factores de Reducción de Geotextiles.	74
Tabla 4.3: Factores de seguridad de geotextiles en drenaje	74
Tabla 4.4: Valores recomendados de los Factores de Reducción de Geomallas.	79
Tabla 4.5: Especificaciones mínimas que deberán cumplir los geotextiles utilizados como medios filtrantes.	80
Tabla 4.6: Factores de seguridad de georedes en drenaje	81
Tabla 4.7: Valores recomendados del Coeficiente de Interacción C_i .	87
Tabla 4.8: Valores del Factor Z.	91

CAPÍTULO 5.

Aplicaciones.

5. APLICACIONES.

5.1. Estabilización con Geosintéticos.

5.1.1. Muro Reforzado con Geotextil.

Ejemplo 1.- Se realizará el diseño de un muro reforzado con geotextil, de las siguientes características:

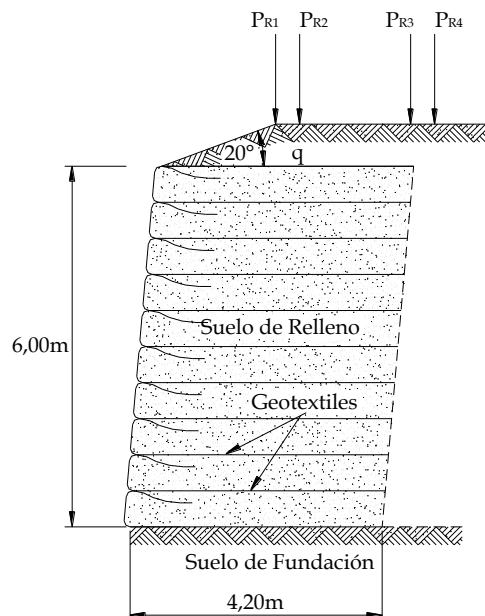


Figura 5.1: Gráfico Explicativo.

- Condiciones geométricas del muro:
 - H = Altura del Muro Reforzado = 6,00m
 - L = Longitud Transversal del Muro, $L \geq 0,70 \times H = 4,20\text{m}$
 - L_L = Longitud del Muro = 1,00m

- Propiedades del suelo que se utilizará de relleno para conformar el muro, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):
 - Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos, GP – GM
 - γ_1 = Peso específico del suelo de Relleno = 19,60 kN/m³ (2,00 ton/m³)
 - ϕ_1 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno = 28°
 - c_1 = Cohesión del suelo de Relleno = 4,90 kN/m² (0,50 ton/m²)
 - ω_{opt} = Humedad Optima = 10%

- Propiedades del suelo de fundación, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):
 - Arena con finos que no alteran la estructura granular, SM – SC
 - γ_2 = Peso específico del suelo de fundación = 18,62 kN/m³ (1,90 ton/m³)
 - ϕ_2 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de fundación = 25°
 - c_2 = Cohesión del suelo de fundación = 4,90 kN/m² (0,50 ton/m²)
 - ω_{nat} = Humedad Natural = 15%

- Características del geotextil:
 - Tejido TR4000.
 - T_{ult} = Resistencia última a la tensión del geotextil = 60 kN/m
 - FS = Factor de Seguridad = 1,30 a 1,50
 - c_a = Adhesión del muro de geotextil al suelo = 0,80 c_2 = 3,92 kN/m²
 - ϕ_{SG1} = Ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil = 0,85 ϕ = 23,80°

Solución:

a) Se determina la resistencia permisible del geotextil.

$$T_{adm} = \text{Tensión admisible del geotextil} = \frac{T_{ult}}{FR_T}$$

- El *Factor de Reducción Total*, FR_T , se calcula con los valores establecidos en Tabla 4.2. del Capítulo 4, para *Daños Instalación* FR_{DI} , *Creep* FR_{CR} , *Degradación Química* FR_{DQ} y *Degradación Biológica* FR_{DB} .

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

$$FR_T = (1,10)(2,50)(1,20)(1,10) = 3,63$$

$$T_{adm} = \frac{60}{3,63} = 16,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Se cuantifica la presión horizontal total en función de la profundidad considerada z , para calcular el espaciamiento S_v de las distintas capas.

- Coeficiente de Presiones:

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 0,36$$

- Carga Puntual, generada por paso el vehicular, que para este ejercicio es Tracto Camión de Tipo 3S2, cuyas características se obtienen del ANEXO G (*Pesos de Vehículos de Carga*) y ANEXO H (*Tipos de Camiones*):

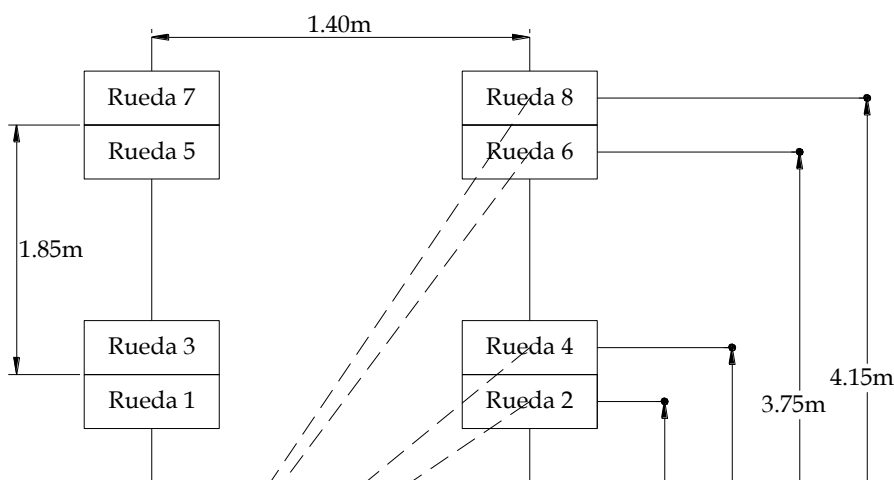


Figura 5.2: Ubicación de las ruedas.

Tabla 5.1: Esfuerzos Horizontales por Cargas Vivas.

Capa	z	σ_h	σ_h'	$\Sigma\sigma_h+\sigma_h'$
19	0,60	0,90	0,76	1,66
18	1,20	2,31	1,96	4,27
17	1,60	2,78	2,37	5,16
16	2,00	2,85	2,45	5,30
15	2,40	2,67	2,30	4,97
14	2,80	2,37	2,06	4,42
13	3,10	2,12	1,85	3,97
12	3,40	1,88	1,65	3,53
11	3,70	1,66	1,46	3,11
10	4,00	1,45	1,28	2,73
9	4,30	1,27	1,12	2,40
8	4,60	1,11	0,99	2,10
7	4,80	1,02	0,90	1,92
6	5,00	0,93	0,83	1,75
5	5,20	0,85	0,76	1,61
4	5,40	0,78	0,69	1,47
3	5,60	0,71	0,64	1,35

Capa	z	σ_h	σ_h'	$\Sigma\sigma_h + \sigma_h'$
2	5,80	0,65	0,58	1,23
1	6,00	0,60	0,54	1,13

- La Sobrecarga producida por la construcción de una carretera se encuentra definida de la siguiente manera:

- Capa de rodadura: $\gamma = 2,20 \text{ ton/m}^3 = 21,56 \text{ kN/m}^3$ y $e = 0,10\text{m}$
- Base: $\gamma = 2,00 \text{ ton/m}^3 = 19,60 \text{ kN/m}^3$ y $e = 0,30\text{m}$
- Sub – Base: $\gamma = 1,90 \text{ ton/m}^3 = 18,62 \text{ kN/m}^3$ y $e = 0,30\text{m}$

$$q = (0,10)(21,56) + (0,30)(19,60) + (0,30)(18,62) = 13,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$h_q = 0,10 + 0,30 + 0,30 = 0,70\text{m}$$

- La Presión Total quedará expresada de la siguiente forma:

$$\sigma_h = \sigma_{hS} + \sigma_{hq} + \sigma_{hL} = K_A \times \gamma_1 \times z + K_A \times q + (\sigma_L + \sigma_L')$$

$$\sigma_h = (0,36)(19,60)(z) + (0,36)(13,62) + (\sigma_L + \sigma_L') = 7,08z + 4,92 + (\sigma_L + \sigma_L')$$

- c) Se establece el espaciamiento para la primera capa, a una $z = 6,00$ metros

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \times FS} = \frac{16,53}{[7,08(z) + 4,92 + 1,13] \times 1,40} = 0,24\text{m} \approx 0,20\text{m}$$

- De esta manera se sigue determinando las profundidades y espaciamientos de las capas siguientes. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5.2: Espaciamientos de capas de geotextil (Ejemplo 1).

Capa #	z (m)	S_{vcal} (m)	Sv (m)
NSCGT	0,00		
19	0,60	1,09	0,60
18	1,20	0,67	0,60

Capa #	z (m)	Sv _{cal} (m)	Sv (m)
17	1,60	0,55	0,40
16	2,00	0,48	0,40
15	2,40	0,44	0,40
14	2,80	0,40	0,40
13	3,10	0,38	0,30
12	3,40	0,36	0,30
11	3,70	0,35	0,30
10	4,00	0,33	0,30
9	4,30	0,31	0,30
8	4,60	0,30	0,30
7	4,80	0,29	0,20
6	5,00	0,28	0,20
5	5,20	0,27	0,20
4	5,40	0,26	0,20
3	5,60	0,26	0,20
2	5,80	0,25	0,20
1	6,00	0,24	0,20

d) Se calcula la *Longitud de las capas de geotextil* L_G , para lo cual:

- Se determina la *Longitud de Empotramiento* L_e , que requiere de los valores de ϕ_{SG} del suelo de relleno y c . Si los valores son muy pequeños, situación altamente probable para el caso de Muros con Geotextil, se deberá utilizar el mínimo recomendado de 1,00 m.

$$L_e = \frac{Sv \times \sigma_h \times FS}{2(c_1 + \sigma_v \times \tan \phi_{SG})} = \frac{(Sv)[7,08z + 4,92 + (\sigma_L + \sigma_L')](1,40)}{(2)[4,90 + 19,6(z) \tan 23,80^\circ]}$$

Tabla 5.3: Longitud de Empotramiento (Ejemplo 1).

$L_{e\text{calc}}$	$L_{e\text{min}}$	L_e
--------------------	-------------------	-------

(m)	(m)	(m)
0,45	1,00	1,00
0,49	1,00	1,00
0,32	1,00	1,00
0,31	1,00	1,00
0,29	1,00	1,00
0,28	1,00	1,00
0,20	1,00	1,00
0,20	1,00	1,00
0,19	1,00	1,00
0,19	1,00	1,00
0,19	1,00	1,00
0,19	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00
0,12	1,00	1,00

- Se verifica la *Longitud de Traslape* L_o , para ver si es menor que el valor recomendado de 1,00 metro:

$$L_o = \frac{Sv \times \sigma_h \times FS}{2(\gamma_1 \times z \times \tan \phi_{SG})} = \frac{(Sv)[7,08z + 4,92 + (\sigma_L + \sigma_L')](1,40)}{(2)[19,6(z)\tan 23,80^\circ]}$$

Tabla 5.4: Longitud de Traslape (Ejemplo 1).

L_{ocal} (m)	L_{omin} (m)	L_o (m)
0,88	1,00	1,00
0,72	1,00	1,00
0,43	1,00	1,00
0,39	1,00	1,00
0,36	1,00	1,00
0,34	1,00	1,00

L_{ocal} (m)	L_{omin} (m)	L_o (m)
0,24	1,00	1,00
0,23	1,00	1,00
0,22	1,00	1,00
0,22	1,00	1,00
0,21	1,00	1,00
0,21	1,00	1,00
0,14	1,00	1,00
0,14	1,00	1,00
0,13	1,00	1,00
0,13	1,00	1,00
0,13	1,00	1,00
0,13	1,00	1,00
0,13	1,00	1,00

- Se define la *Longitud Geométrica* **L_R** hasta la zona de falla:

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}\right) = (6,00 - z) \times 0,60$$

Tabla 5.5: Determinación de la longitud de capas de geotextil (Ejemplo 1).

Capa #	z (m)	Sv (m)	L_R (m)	L_e (m)	L_o (m)	L_{calc} (m)	L_{esp} (m)	L_G (m)
19	0,60	0,60	3,24	1,00	1,00	4,24	4,00	5,60
18	1,20	0,60	2,88	1,00	1,00	3,88	4,00	5,60
17	1,60	0,40	2,64	1,00	1,00	3,64	4,00	5,40
16	2,00	0,40	2,40	1,00	1,00	3,40	4,00	5,40
15	2,40	0,40	2,16	1,00	1,00	3,16	4,00	5,40
14	2,80	0,40	1,92	1,00	1,00	2,92	3,00	4,40
13	3,10	0,30	1,74	1,00	1,00	2,74	3,00	4,30

Capa #	z (m)	Sv (m)	L _R (m)	Le (m)	L _O (m)	L _{calc} (m)	L _{esp} (m)	L _G (m)
12	3,40	0,30	1,56	1,00	1,00	2,56	3,00	4,30
11	3,70	0,30	1,38	1,00	1,00	2,38	3,00	4,30
10	4,00	0,30	1,20	1,00	1,00	2,20	3,00	4,30
9	4,30	0,30	1,02	1,00	1,00	2,02	3,00	4,30
8	4,60	0,30	0,84	1,00	1,00	1,84	2,00	3,30
7	4,80	0,20	0,72	1,00	1,00	1,72	2,00	3,20
6	5,00	0,20	0,60	1,00	1,00	1,60	2,00	3,20
5	5,20	0,20	0,48	1,00	1,00	1,48	2,00	3,20
4	5,40	0,20	0,36	1,00	1,00	1,36	2,00	3,20
3	5,60	0,20	0,24	1,00	1,00	1,24	2,00	3,20
2	5,80	0,20	0,12	1,00	1,00	1,12	2,00	3,20
1	6,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	2,00	3,20

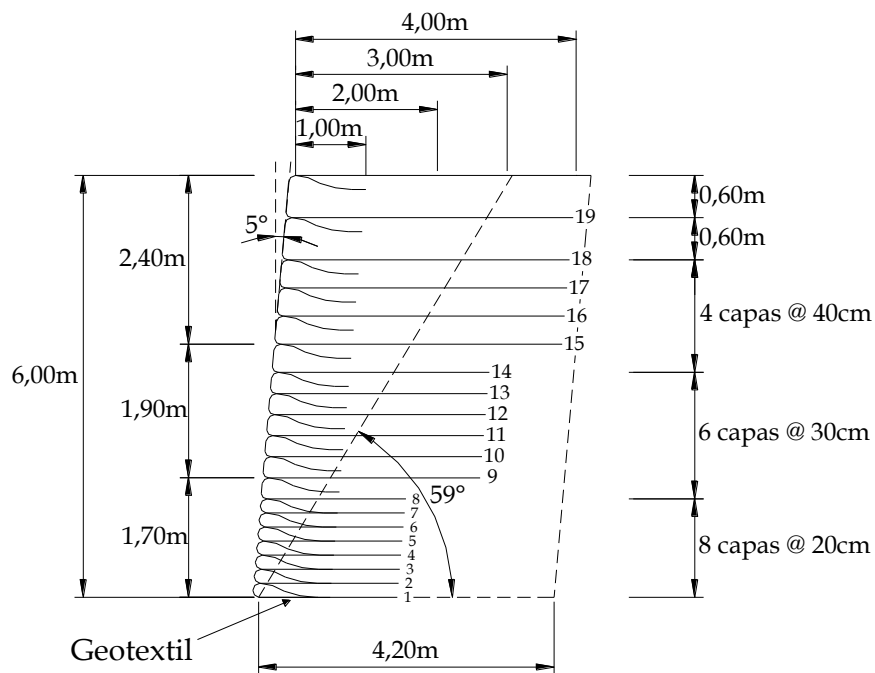


Figura 5.3: Dimensiones de muro reforzado con geotextiles.

- **Nota:** Durante el proceso de relleno, las capas de material de relleno podrá excederse hasta 5 cm en su espesor, el mismo que será corregido en la última capa.

e) Se procederá a realizar el análisis de la estabilidad externa: volteo, deslizamiento y la capacidad de carga:

- En el gráfico a continuación, se representan las fuerzas que intervendrán para el análisis de la estabilidad externa:

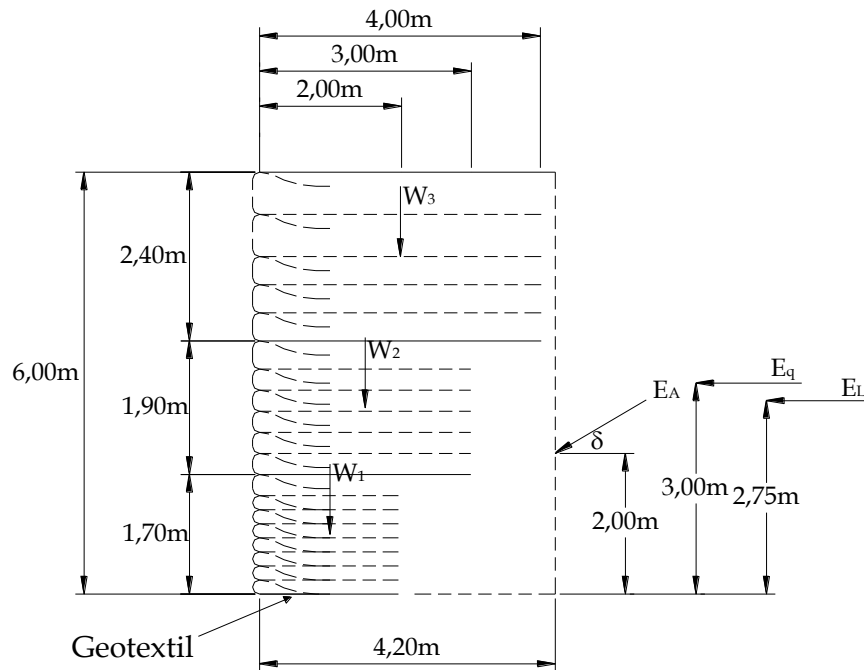


Figura 5.4: Fuerzas que actúan en un muro reforzado con geotextiles.

- Una vez determinados los valores de los empujes, los mismos deberán ser multiplicados por la longitud del muro $L_L=1\text{m}$.
- Se determina la magnitud del *Empuje Activo* E_A , el ángulo de inclinación de este, será para este caso $\delta = \phi = 28^\circ$.

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}\right) = 0,36$$

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times H^2 \times K_A - 2 \times c_1 \times H \times \sqrt{K_A}$$

$$E_A = \frac{1}{2} (19,60)(6,00)^2 (0,36) - 2(4,90)(6,00)(0,60)$$

$$E_A = 92,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 92,04\text{kN}$$

- Se calcula también las magnitudes del *Empuje de Sobrecarga* E_q , y *Empuje de las Cargas vivas* E_L :

$$E_q = q \times H \times K_A = (13,62)(6,00)(0,36) = 29,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 29,51\text{kN}$$

$$E_L = 0,75 \times \frac{P}{H} = 0,75 \times \frac{24,50}{6,70} = 2,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 2,74\text{kN}$$

- Como se menciona en el Capítulo 4 en el Análisis Sísmico, se utilizo la fórmula del C.E.C., concluyendo que se utilizará el 24% de los Empujes actuantes.

$$E_{AS} = 1,24 \times 92,04\text{kN} = 114,13\text{kN}$$

$$E_{qS} = 1,24 \times 29,51\text{kN} = 36,59\text{kN}$$

$$E_{LS} = 1,24 \times 2,74\text{kN} = 3,40\text{kN}$$

- Se determina la Estabilidad al Deslizamiento, para lo cual, se comparan fuerzas resistentes con fuerzas deslizantes.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{c_a \times L + (W + E_{ASV}) \times \tan \phi_{SG1}}{E_{ASH} + E_q + E_L}$$

$$FS = \frac{c_a \times L + (W_1 + W_2 + W_3 + E_{AS} \times \text{sen} \delta) \times \tan \phi_{SG1}}{E_{AS} \times \cos \delta + E_{qS} + E_{LS}}$$

$$FS = \frac{(3,92)(2,00) + (66,64 + 111,72 + 188,16 + 53,50) \times \tan 24^\circ}{100,77 + 36,59 + 3,40}$$

$$FS = 1,37 > 1,20$$

- Se procede a realizar el cálculo de la Estabilidad al Volcamiento, se comparara el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes con los momentos resistentes.

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento volcante}} = \frac{W_1 \times x_1 + W_2 \times x_2 + W_3 \times x_3 + E_{ASV} \times L}{E_{ASH} \times \frac{1}{3}H + E_q \times \frac{1}{2}H + E_L \times y}$$

$$FS = \frac{(66,64)(1,00) + (111,72)(1,50) + (188,16)(2,00) + (53,58)(4,20)}{(100,77)(2,00) + (36,59)(3,00) + (3,40)(2,75)}$$

$$FS = 2,61 > 1,50$$

- Para la Capacidad de Carga, se verifica que el suelo de fundación sea capaz de soportar las cargas producidas por el muro y las sobrecargas.

○ Para $\phi = 25^\circ$ ANEXO D (*Factores de Capacidad de Carga*):

$$N_c = 20,72 \quad N_q = 10,66 \quad N_\gamma = 10,87$$

$$\sigma_{ult} = c_1 \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times L_{GT1} \times N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (4,90)(20,72) + (13,62)(10,66) + \frac{1}{2}(19,60)(2,00)(10,87) = 459,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{act} = \sigma_v + q = (19,60)(6,00) + 13,62 = 131,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}} = \frac{459,87}{131,22} = 3,50 > 2,00$$

- f) La fachada del Muro estará conformada por Hormigón Lanzado de 5cm de espesor y $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$; y una Malla electrosoldada de 5mm a 10cm, que será la que soporte el Hormigón.

5.1.2. Muro Reforzado con Geomalla.

Ejemplo 2.- Se procederá a realizar el diseño de un muro reforzado con geomallas de las siguientes características:

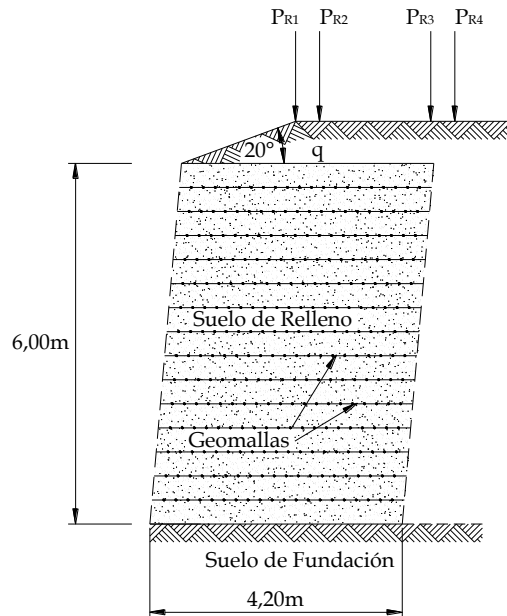


Figura 5.5: Gráfico Explicativo.

- Condiciones Geométricas del Muro:
 - H = Altura del Muro Reforzado = 6,00m
 - L = Longitud Transversal del Muro, $L \geq 0,70 \times H = 4,20m$
 - L_L = Longitud del Muro = 1,00m
- Propiedades del suelo para conformar el muro (con las mismas características del ejemplo anterior):
 - Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos, GP – GM
 - γ_1 = Peso específico del suelo de Relleno = $19,60 \text{ kN/m}^3$ ($2,00 \text{ ton/m}^3$)
 - ϕ_1 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno = 28°
 - c_1 = Cohesión del suelo de Relleno = $4,90 \text{ kN/m}^2$ ($0,50 \text{ ton/m}^2$)
 - ω_{opt} = Humedad Optima = 10%
- Propiedades del suelo de fundación (con las mismas características del ejemplo anterior):

- Arena con finos que no alteran la estructura granular, SM – SC
 - γ_2 = Peso específico del suelo de fundación = 18,62 kN/m³ (1,90 ton/m³)
 - ϕ_2 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de fundación = 25°
 - c_2 = Cohesión del suelo de fundación = 4,90 kN/m² (0,50 ton/m²)
 - ω_{nat} = Humedad Natural = 15%
- Características de la geomalla:
 - UXMESA5.
 - T_{ult} = Resistencia última a la tensión de la geomalla = 55,06 kN/m
 - FS = 1,30 a 1,50
 - C_i = Coeficiente de Interacción de la geomalla con el suelo = 0,75
(Tabla 4.7, Cáp. 4)

Solución:

a) Se determina la resistencia permisible de la geomalla.

$$T_{\text{adm}} = \text{Tensión admisible de la geomalla} = \frac{T_{\text{ult}}}{FR_T}$$

- El *Factor de Reducción Total*, **FR_T**, se calcula a partir de los valores que se determinan en la Tabla 4.4. del Capítulo 4, para *Daños Instalación* **FR_{DI}**, *Creep* **FR_{CR}**, *Degradación Química* **FR_{DQ}** y *Degradación Biológica* **FR_{DB}**.

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

$$FR_T = (1,15)(2,20)(1,10)(1,05) = 2,92$$

$$T_{\text{adm}} = \frac{55,06}{2,92} = 18,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Las presiones laterales, serán las mismas que se determinaron en el ejercicio 1.

- La Presión Total quedará expresada de la siguiente forma:

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hL} = K_A \times \gamma_1 \times z + K_A \times q + (\sigma_L + \sigma_L')$$

$$\sigma_h = (0,36)(19,60)(z) + (0,36)(13,62) + (\sigma_L + \sigma_L') = 7,08z + 4,92 + (\sigma_L + \sigma_L')$$

c) Para el espaciamiento vertical S_V de la geomalla:

- A una profundidad $z = 6,00$ metros

$$S_V = \frac{T_{adm} \times C_i}{\sigma_h} = \frac{18,84 \times 0,75}{7,08z + 4,92 + (\sigma_L + \sigma_L')} = 0,29m$$

- Como se puede notar el S_V entre geomallas es de 29cm, se utiliza $S_V = 0,20$, ya que cumple con el mínimo exigido, de esta manera se siguen determinando las alturas de las capas siguientes.

Tabla 5.6: Espaciamientos de capas de geomalla (Ejemplo 2).

Capa #	z (m)	S_{Vcal} (m)	S_V (m)
NSCGM	0,00		
15	0,50	1,46	0,50
14	1,00	0,91	0,50
13	1,50	0,69	0,50
12	2,00	0,58	0,50
11	2,50	0,51	0,50
10	2,90	0,48	0,40
9	3,30	0,44	0,40
8	3,70	0,41	0,40
7	4,00	0,39	0,30
6	4,30	0,37	0,30
5	4,60	0,36	0,30
4	4,90	0,34	0,30
3	5,20	0,33	0,30
2	5,50	0,31	0,30
1	5,80	0,30	0,30
NSCGM	6,00	0,29	0,20

d) Determinar la *Longitud de las capas de geomallas Le*:

- Se determina la longitud de empotramiento. Si los valores son muy pequeños, se deberá utilizar el mínimo recomendado de 1,00 m.

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h}{2 \times C_i \times \sigma_v \times \tan \phi_1} = \frac{S_v [7,08z + 4,92 + (\sigma_L + \sigma_L')]}{2 \times 0,75 \times [19,60(z) \tan 28^\circ]}$$

Tabla 5.7: Espaciamientos de capas de geomalla (Ejemplo 2).

Capa #	Le _{calc} (m)	Le _{min} (m)	Le (m)
NSCGM			
15	1,19	1,00	1,19
14	1,23	1,00	1,23
13	1,22	1,00	1,22
12	1,20	1,00	1,20
11	1,18	1,00	1,18
10	0,93	1,00	1,00
9	0,92	1,00	1,00
8	0,91	1,00	1,00
7	0,68	1,00	1,00
6	0,68	1,00	1,00
5	0,68	1,00	1,00
4	0,68	1,00	1,00
3	0,67	1,00	1,00
2	0,67	1,00	1,00
1	0,67	1,00	1,00
NSCGM	0,45	1,00	1,00

- Se realiza el cálculo de la *Longitud geométrica L_R* hasta la zona de falla:

$$L_R = (H - z) \times \tan \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right) = (6,00 - z) \times 0,60$$

Tabla 5.8: Determinación de la longitud de capas de la geomalla (Ejemplo 2).

Capa #	z (m)	Sv (m)	L _R (m)	Le (m)	L _{calc} (m)	L _{req} (m)
NSCGM						
15	0,50	0,50	3,30	1,19	4,50	4,00
14	1,00	0,50	3,00	1,23	4,23	4,00
13	1,50	0,50	2,70	1,22	3,92	4,00
12	2,00	0,50	2,40	1,20	3,60	4,00
11	2,50	0,50	2,10	1,18	3,28	4,00
10	2,90	0,40	1,86	1,00	2,86	3,00
9	3,30	0,40	1,62	1,00	2,62	3,00
8	3,70	0,40	1,38	1,00	2,38	2,00
7	4,00	0,30	1,20	1,00	2,20	2,00
6	4,30	0,30	1,02	1,00	2,02	2,00
5	4,60	0,30	0,84	1,00	1,84	2,00
4	4,90	0,30	0,66	1,00	1,66	2,00
3	5,20	0,30	0,48	1,00	1,48	2,00
2	5,50	0,30	0,30	1,00	1,30	2,00
1	5,80	0,30	0,12	1,00	1,12	2,00
NSCGM	6,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00

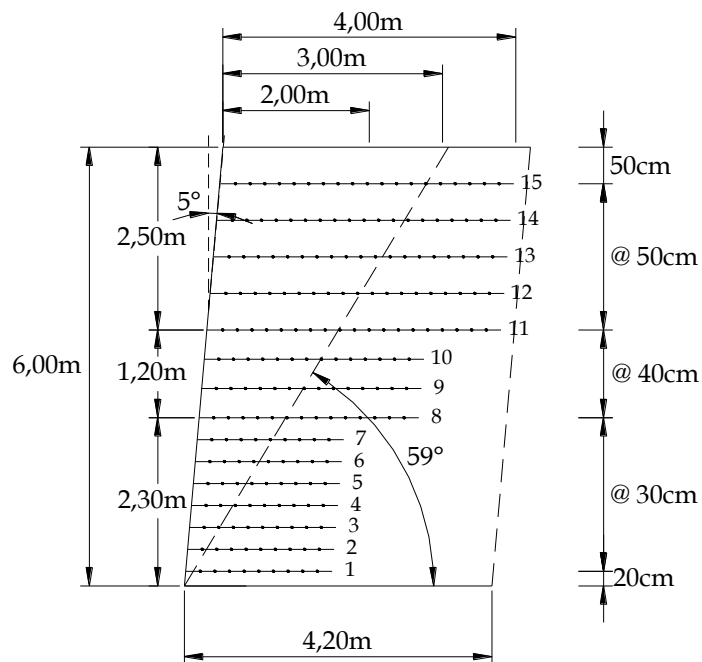


Figura 5.6: Dimensiones de muro reforzado con geomallas.

e) Se realiza el análisis de la estabilidad externa, a través de la determinación de la estabilidad contra el volteo, deslizamiento y la capacidad de carga. Al igual que en el ejemplo de muros, los valores de empuje obtenidos, deberán multiplicarse por L_L .

- El siguiente gráfico representa las fuerzas que intervienen en el análisis de la estabilidad externa:

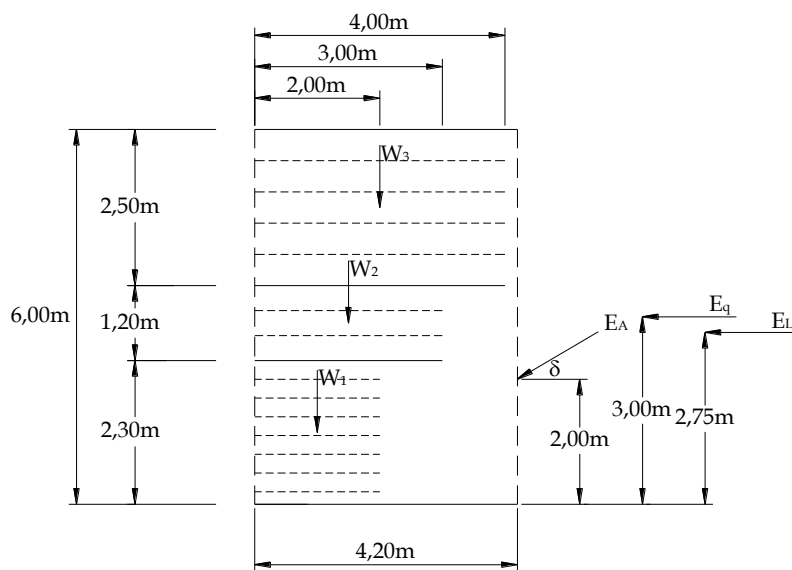


Figura 5.7: Fuerzas del muro reforzado con geomallas.

$$E_A = \frac{1}{2}(19,60)(6,00)^2(0,36) - 2(4,90)(6,00)(0,60)$$

$$E_A = 92,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 92,04\text{kN}$$

$$E_{AS} = 1,24 \times 92,04\text{kN} = 114,13\text{kN}$$

$$E_q = (13,62)(6,00)(0,36) = 29,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 29,51\text{kN}$$

$$E_{qS} = 1,24 \times 29,51\text{kN} = 36,59\text{kN}$$

$$E_L = 0,75 \times \frac{24,50}{6,70} = 2,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 2,74\text{kN}$$

$$E_{LS} = 1,24 \times 2,74\text{kN} = 3,40\text{kN}$$

- Estabilidad de Deslizamiento.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{(W_1 + W_2 + W_3 + E_{ASV}) \times \tan \phi_2}{E_{ASH} + E_{qS} + E_{LS}}$$

$$FS = \frac{(90,16 + 70,56 + 196,00 + 53,58)(0,36)}{100,77 + 36,59 + 3,40} = 1,55 > 1,20$$

- Estabilidad al Volcamiento.

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento volcante}} = \frac{W_1 \times x_1 + W_2 \times x_2 + W_3 \times x_3 + E_{ASV} \times L}{E_{ASH} \times \frac{H}{3} + E_{qS} \times \frac{H}{2} + E_{LS} \times y}$$

$$FS = \frac{(90,16)(1,00) + (70,56)(1,50) + (196,00)(2,00) + (53,58)(4,20)}{(100,77)(2,00) + (36,59)(3,00) + (3,40)(2,75)}$$

$$FS = 2,54 > 1,50$$

- Capacidad de Carga.

- Para $\phi_2 = 25^\circ$ ANEXO D (*Factores de Capacidad de Carga*):

$$N_c = 20,72 \quad N_q = 10,66 \quad N_\square = 10,87$$

$$\sigma_{ult} = c_1 \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times L_{GM1} \times N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (4,90)(20,72) + (13,62)(10,66) + \frac{1}{2}(19,60)(2,00)(10,87) = 459,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{act} = (19,60)(6,00) + 13,62 = 131,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}} = \frac{459,87}{131,22} = 3,50 > 2,00$$

f) A igual que el Ejemplo 1, la fachada del Muro estará conformada por Hormigón Lanzado.

5.1.3. Terraplén Reforzado con Geotextil.

Ejemplo 3.- Se procederá a realizar el diseño de un terraplén reforzado con geotextil de las siguientes características:

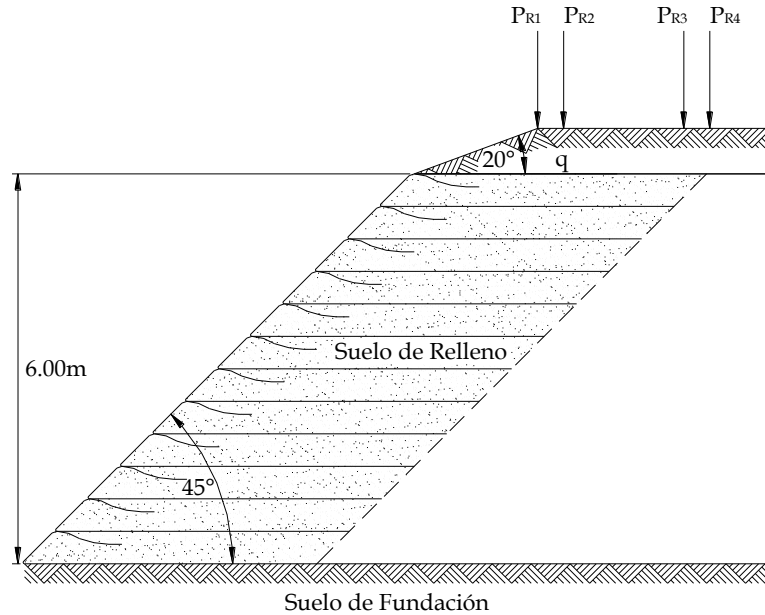


Figura 5.8: Gráfico Explicativo.

- Condiciones Geométricas del Terraplén:
 - H = Altura del Terraplén = 6,00 m
 - β = Ángulo del Terraplén = 45°
 - L_L = Longitud del Terraplén = 1,00m
- Propiedades del suelo para conformar el terraplén, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):
 - Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos, GP – GM
 - γ_1 = Peso específico del suelo de Relleno = 19,60 kN/m³ (2,00 ton/m³)
 - ϕ_1 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno = 28°
 - c_1 = Cohesión del suelo de Relleno = 4,90 kN/m² (0,50 ton/m²)
 - ω_{opt} = Humedad Optima = 10%
- Propiedades del suelo de fundación, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):

- Arena con finos que no alteran la estructura granular, SM – SC
 - γ_2 = Peso específico del suelo de fundación = 18,62 kN/m³ (1,90 ton/m³)
 - ϕ_2 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de fundación = 25°
 - c_2 = Cohesión del suelo de fundación = 4,90 kN/m² (0,50 ton/m²)
 - ω_{nat} = Humedad Natural = 15%
- Características del geotextil
 - Tejido T2400.
 - T_{ult} = Tensión última del Geotextil = 36 kN/m
 - FS = 1,30 a 1,50
 - ϕ_{SG} = Ángulo de fricción entre el geotextil y el suelo = $0,85\phi = 27,20^\circ$

Solución:

a) Se determina la resistencia permisible del geotextil.

$$T_{\text{adm}} = \frac{T_{\text{ult}}}{FR_T}$$

- El *Factor de Reducción Total*, se calcula con los valores que se determinan en Tabla 4.2. del Capítulo 4, para *Daños Instalación* FR_{DI} , *Creep* FR_{CR} , *Degradación Química* FR_{DQ} y *Degradación Biológica* FR_{DB} .

$$FR_T = FR_{\text{DI}} \times FR_{\text{CR}} \times FR_{\text{DQ}} \times FR_{\text{DB}}$$

$$FR_T = (1,10)(2,50)(1,10)(1,10) = 3,33$$

$$T_{\text{adm}} = \frac{36}{3,33} = 10,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Se analiza la estabilidad del talud o terraplén sin refuerzo. Se calculan los *Momentos Actuantes*, M_D y *Momentos Resistentes*, M_R :

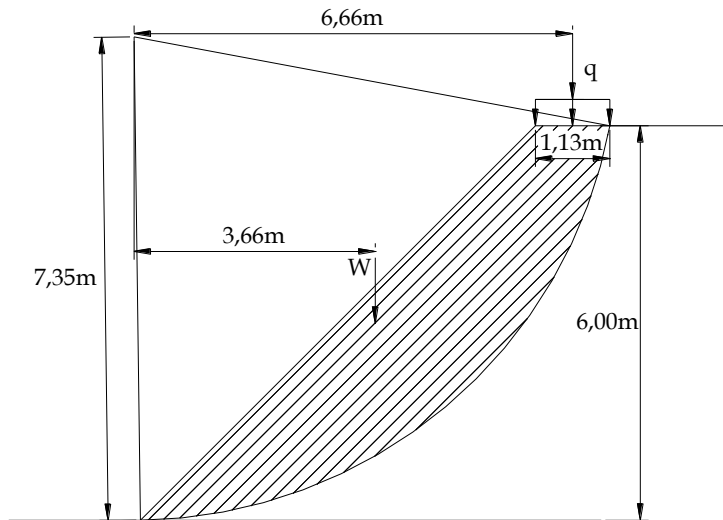


Figura 5.9: Fuerzas del terraplén sin refuerzo.

$$M_D = W \times x + q \times d_1 = (271,53)(3,66) + (13,62)(1,13)(6,66)$$

$$M_D = 1096,32 \text{ kN}$$

- Se parte de la formula general del Factor de Seguridad:

$$FS = \frac{M_R}{M_D}$$

- El Factor de Seguridad, será para este caso, el *Factor de Seguridad del talud sin refuerzo* FS_U , calculado en el programa de estabilidad:

$$FS_U = \frac{M_R}{M_D}$$

- A partir de la fórmula, se determina el *Momento Resistente*, M_R :

$$M_R = M_D \times FS_U = 1096,32 \times 0,52 = 572,06 \text{ kN}$$

c) Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad:

- Para el diseño del refuerzo, es necesario determinar *Tensión Total*, T_T :

$$T_T = \frac{FS \times M_D - M_R}{R} = \frac{1,50 \times 1096,32 - 572,06}{7,35} = 145,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Con la fórmula a continuación se analizan el siguiente criterio:

$$T_{\text{dis}} = T_{\text{adm}} = \frac{T_T}{N}$$

- Se asume que T_{dis} es igual al T_{adm} , con lo cual es posible obtener N :

$$N = \frac{145,87}{10,82} = 13,48 \approx 13$$

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{6,00}{13,48} = 0,45\text{m}$$

- **Nota:** Se recomienda por aspectos constructivos mantener espaciamientos entre capas de 25 a 50cm y como se trata de un terraplén de 6m de altura es apropiado el uso de una distribución uniforme. Por tal motivo se utilizará un $S_v = 40\text{cm}$.

$$N = \frac{H}{S_v} = \frac{6,00}{0,40} = 15 \text{ capas}$$

d) Se calcula la *Longitud de las capas de geotextil*, L_G , para lo cual:

- Se determina la *Longitud Geométrica*, L_R hasta la zona de falla. Se grafica la curva de falla y la ubicación de los refuerzos y se establece la longitud geométrica de cada capa como representa el grafico a continuación:

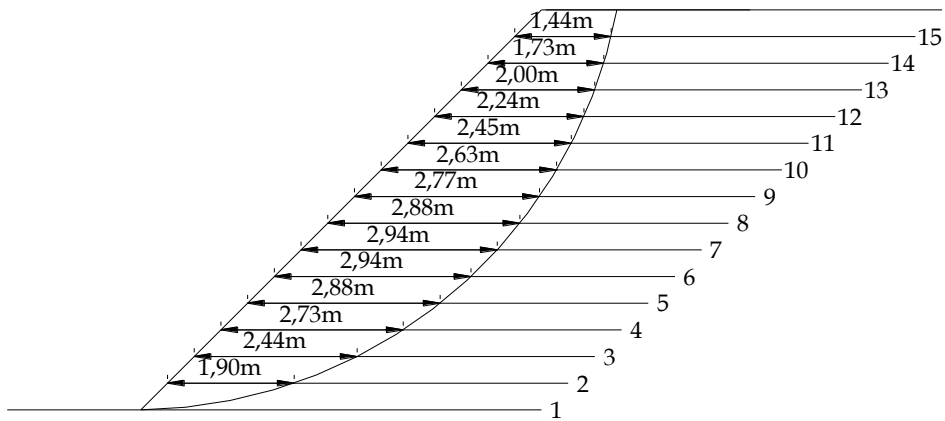


Figura 5.10: Longitudes Geométricas de los geotextiles.

- Determinar de la *Longitud de Empotramiento, Le*:

$$Le = \frac{T_{adm} \times FS}{2 \times F^* \times ft \times \sigma_v} = \frac{(10,82)(1,50)}{(2)\left(\frac{2}{3} \tan \phi_1\right)(0,90)(19,60 \times z)}$$

Tabla 5.9: Determinación de la longitud de empotramiento (Ejemplo 3).

Capa #	z (m)	Le _{calc} (m)	Le _{min} (m)	Le (m)
NSCGT				
15	0,40	3,24	1,00	3,24
14	0,80	1,62	1,00	1,62
13	1,20	1,08	1,00	1,08
12	1,60	0,81	1,00	1,00
11	2,00	0,65	1,00	1,00
10	2,40	0,54	1,00	1,00
9	2,80	0,46	1,00	1,00
8	3,20	0,41	1,00	1,00
7	3,60	0,36	1,00	1,00
6	4,00	0,32	1,00	1,00
5	4,40	0,29	1,00	1,00
4	4,80	0,27	1,00	1,00
3	5,20	0,25	1,00	1,00
2	5,60	0,23	1,00	1,00
1	6,00	0,22	1,00	1,00

- El valor de la *Longitud de Traslape* L_O , se recomienda de 1.00 metro.

Tabla 5.10: Determinación de la longitud de capas del geotextil (Ejemplo 3).

Capa #	z (m)	Sv (m)	L_R (m)	Le (m)	L_O (m)	Lcalc (m)	L_G (m)	L (m)
NSCGT								
15	0,40	0,40	1,44	3,24	1,00	6,08	7,00	5,60
14	0,80	0,40	1,73	1,62	1,00	4,75	5,00	3,60
13	1,20	0,40	2,00	1,08	1,00	4,48	5,00	3,60
12	1,60	0,40	2,24	1,00	1,00	4,64	5,00	3,60
11	2,00	0,40	2,45	1,00	1,00	4,85	5,00	3,60
10	2,40	0,40	2,63	1,00	1,00	5,03	6,00	4,60
9	2,80	0,40	2,77	1,00	1,00	5,17	6,00	4,60
8	3,20	0,40	2,88	1,00	1,00	5,28	6,00	4,60
7	3,60	0,40	2,94	1,00	1,00	5,34	6,00	4,60
6	4,00	0,40	2,94	1,00	1,00	5,34	6,00	4,60
5	4,40	0,40	2,88	1,00	1,00	5,28	6,00	4,60
4	4,80	0,40	2,73	1,00	1,00	5,13	6,00	4,60
3	5,20	0,40	2,44	1,00	1,00	4,84	5,00	3,60
2	5,60	0,40	1,90	1,00	1,00	4,30	5,00	3,60
1	6,00	0,40	0,00	1,00	1,00	2,40	3,00	1,60

- La mayoría de los valores de la Longitud Calculada del Geotextil no superan los 6,00m, por tal motivo se asumirán todas las longitudes de 6,00m representados en la siguiente tabla.

Tabla 5.11: Valores finales de la longitud de capas del geotextil (Ejemplo 3).

Capa #	z (m)	L _G (m)	L (m)
NSCGT			
15	0,40	6,00	4,60
14	0,80	6,00	4,60
13	1,20	6,00	4,60
12	1,60	6,00	4,60
11	2,00	6,00	4,60
10	2,40	6,00	4,60
9	2,80	6,00	4,60
8	3,20	6,00	4,60
7	3,60	6,00	4,60
6	4,00	6,00	4,60
5	4,40	6,00	4,60
4	4,80	6,00	4,60
3	5,20	6,00	4,60
2	5,60	6,00	4,60
1	6,00	6,00	4,60

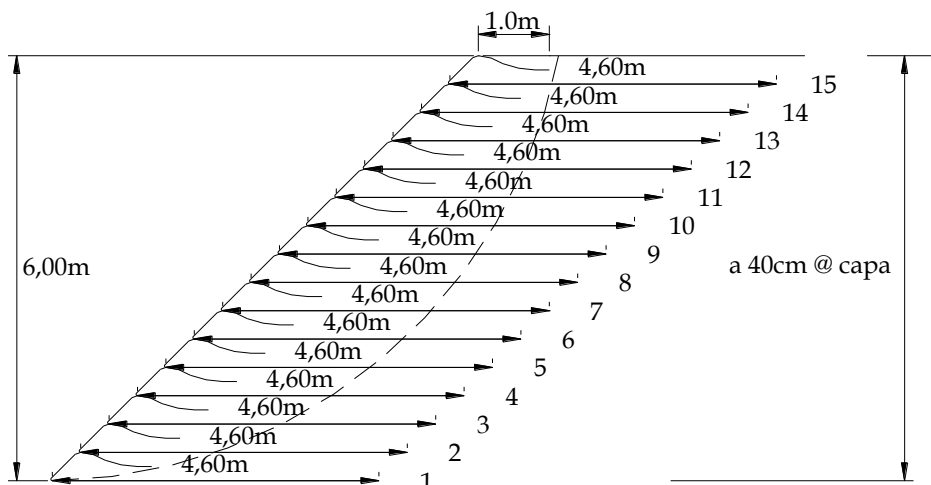


Figura 5.11: Dimensiones de los geotextiles del terraplén.

e) Se determina ahora la estabilidad externa, para deslizamiento y la capacidad de carga..

$$E_A = \frac{1}{2}(19,60)(6,00)^2(0,36) - 2(4,90)(6,00)(0,60)$$

$$E_A = 92,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 92,04\text{kN}$$

$$E_{AS} = 1,24 \times 92,04\text{kN} = 114,13\text{kN}$$

$$E_q = (13,62)(6,00)(0,36) = 29,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 29,51\text{kN}$$

$$E_{qS} = 1,24 \times 29,51\text{kN} = 36,59\text{kN}$$

$$E_L = 0,75 \times \frac{24,50}{6,70} = 2,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 2,74\text{kN}$$

$$E_{LS} = 1,24 \times 2,74\text{kN} = 3,40\text{kN}$$

- Estabilidad de Deslizamiento.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{(W + E_{AV}) \times \tan \phi_{SG2}}{E_{AH} + E_q + E_L}$$

$$W = \frac{1}{2} \times L_{CI}^2 \times \gamma_1 \times \tan \beta = \frac{1}{2} (4,60)^2 (19,60) (\tan 45^\circ) = 207,37\text{kN}$$

$$FS = \frac{(207,37 + 53,58) (\tan 23,80^\circ)}{100,77 + 36,59 + 3,40} = 0,82 < 1,20 \text{ NO CUMPLE}$$

- Como se puede ver el factor de seguridad no cumple con el mínimo requerido, por tal motivo se considera aumentar la *Longitud del refuerzo en la Capa Inferior*, L_{CI} :

$$W = \frac{1}{2} (6,00)^2 (19,60) (\tan 45^\circ) = 352,80\text{kN}$$

$$FS = \frac{(352,80 + 53,58)(\tan 23,80^\circ)}{100,77 + 36,59 + 3,40} = 1,27 < 1,20 \text{ CUMPLE}$$

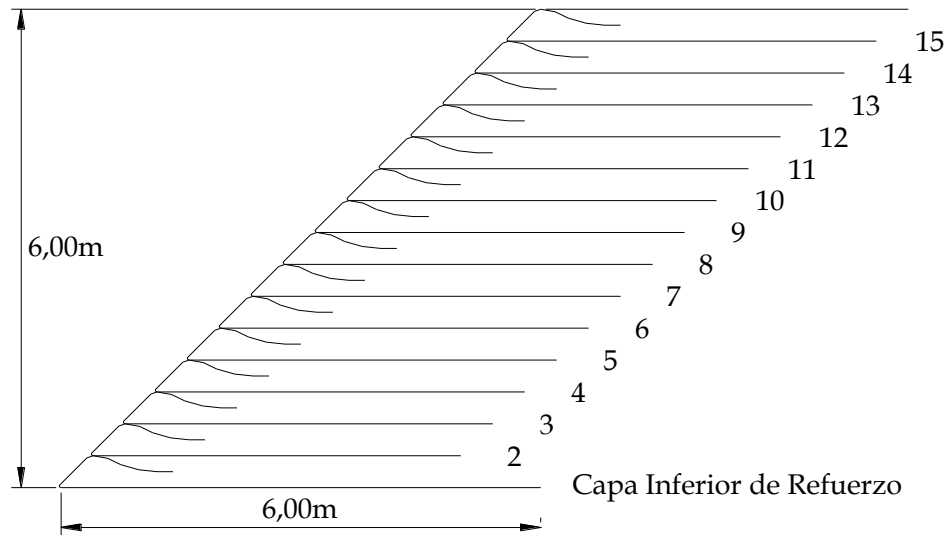


Figura 5.12: Longitud final del refuerzo en la capa inferior.

- Capacidad de Carga:

- Para $\phi = 28^\circ$ ANEXO D (*Factores de Capacidad de Carga*):

$$N_c = 20,72 \quad N_q = 10,66 \quad N_\gamma = 10,87$$

$$\sigma_{ult} = c_1 \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times L_{GTI} \times N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (19,60)(20,72) + (13,62)(10,66) + \frac{1}{2}(19,60)(6,00)(10,87) = 694,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{act} = (9,80)(6,00) + 13,62 = 119,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS = \frac{694,59}{118,00} = 5,81 > 3$$

- g) La fachada del Terraplén estará conformada por Hormigón Lanzado de 5cm de espesor y $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$; y una Malla electrosoldada de 5mm a 10cm, que será la que soporte el Hormigón.

5.1.4. Terraplén Reforzado con Geomalla.

Ejemplo 4.- Se realizará el diseño de un terraplén reforzado con geomallas de las siguientes características:

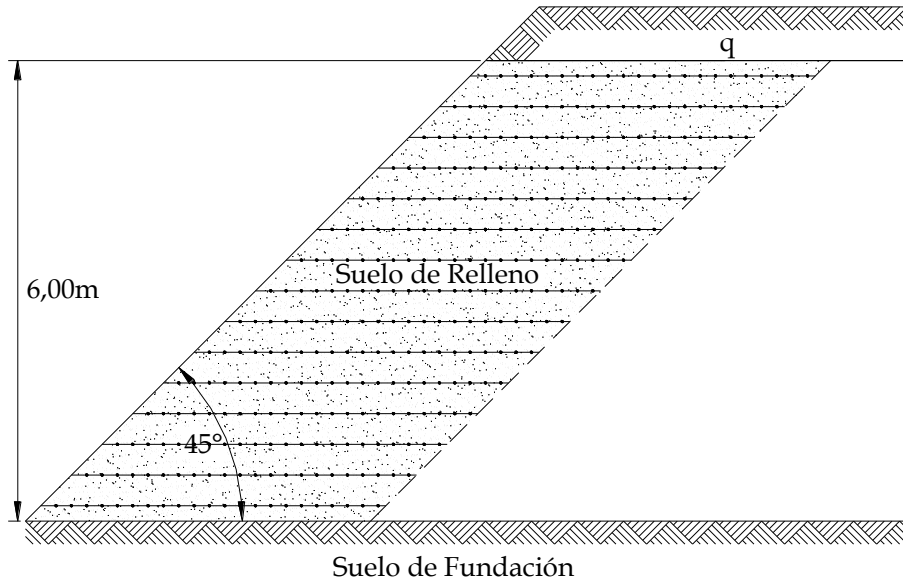


Figura 5.13: Gráfico Explicativo.

- Condiciones Geométricas del Terraplén:
 - $H =$ Altura del Terraplén = 6,00 m
 - $\beta =$ Ángulo del Terraplén = 45°
 - $L_L =$ Longitud del Terraplén = 1,00m
- Propiedades del suelo para conformar el terraplén (con las mismas características del ejemplo anterior):
 - Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos, GP – GM
 - $\gamma_1 =$ Peso específico del suelo de Relleno = $19,60 \text{ kN/m}^3$ ($2,00 \text{ ton/m}^3$)
 - $\phi_1 =$ Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno = 28°
 - $c_1 =$ Cohesión del suelo de Relleno = $4,90 \text{ kN/m}^2$ ($0,50 \text{ ton/m}^2$)
 - $\omega_{\text{opt}} =$ Humedad Optima = 10%
- Propiedades del suelo de fundación (con las mismas características del ejemplo anterior):

- Arena con finos que no alteran la estructura granular, SM – SC
 - γ_2 = Peso específico del suelo de fundación = 18,62 kN/m³ (1,90 ton/m³)
 - ϕ_2 = Ángulo de rozamiento interno del suelo de fundación = 25°
 - c_2 = Cohesión del suelo de fundación = 4,90 kN/m² (0,50 ton/m²)
 - ω_{nat} = Humedad Natural = 15%
- Características del geomalla:
 - UX1500HT.
 - T_{ult} = Tensión última de la Geomalla = 36,85 kN/m
 - FS = 1,30 a 1,50

Solución:

a) Se determina la resistencia permisible de la geomalla.

$$T_{\text{adm}} = \frac{T_{\text{ult}}}{FR_T}$$

- El *Factor de Reducción Total*, FR_T , se calcula a partir de los valores que se determinan en la Tabla 4.4. del Capítulo 4, para *Daños Instalación* FR_{DI} , *Creep* FR_{CR} , *Degradación Química* FR_{DQ} y *Degradación Biológica* FR_{DB} .

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

$$FR_T = (1,25)(2,50)(1,20)(1,10) = 4,13$$

$$T_{\text{adm}} = \frac{36,85}{4,13} = 8,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Se determina el *número mínimo de geomallas de refuerzo requeridas*, N_{min} :

- Se calcula la *Altura del Talud Modificada*, H' :

$$H' = H + \frac{q}{\gamma_1} = 6,00 + \frac{13,62}{19,60} \approx 6,70\text{m}$$

- Se comprueba que sea menor que 1,2 H, en caso contrario el calculo se realiza con H:

$$6,70\text{m} < 7,20\text{m} \quad \text{Cumple}$$

- Se determina el *ángulo de fricción factorado*, ϕ_f :

$$\phi_f = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi_1}{FS} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{\tan 28^\circ}{1,30} \right] = 22,24^\circ$$

- Con este valor de $\phi_f = 22,24^\circ$ y el del ángulo del talud, $\beta = 45^\circ$, se utiliza el ANEXO E (*Coefficiente K para Terraplenes con Geomallas de Refuerzo*) se determina el valor del coeficiente de la geomalla, $K = 0,20$.

- Se calcula la *tensión total*, T_T :

$$T_T = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times K \times H^2 = \frac{1}{2} (19,60)(0,21)(6,70)^2 = 87,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Se determina el valor de número de geomallas de refuerzo:

$$N_{\min} = \frac{T_T}{T_{\text{adm}}} = \frac{87,98}{8,93} = 9,85 \approx 10$$

- c) Se chequea si el espaciamiento máximo permitido se encuentra en los rangos permitidos, esto es que:

$$S_{V_{\min}} = 20\text{cm} < S_{V_{\max}} < 90\text{cm a } 120\text{cm}$$

$$S_{V_{\max}} = 0,6 \times \frac{H'}{N_{\min}} = 0,6 \times \frac{6,70}{9,85} = 0,41\text{m}$$

- Tal como se evidencia, se cumplen las condiciones, así que es posible seguir adelante con los cálculos.

d) Se calculan las longitudes de las geomallas en la parte superior e inferior del talud, L_T y L_B , con los valores de ϕ y β que constan en el ANEXO F2 (*Relación L/H' para Terraplenes con Geomallas*), para determinar la relación longitud-altura:

$$L_T = 0,68 \times H' = (0,68)(6,70) \approx 4,60\text{m}$$

$$L_B = 0,96 \times H' = (0,96)(6,70) \approx 6,40\text{m}$$

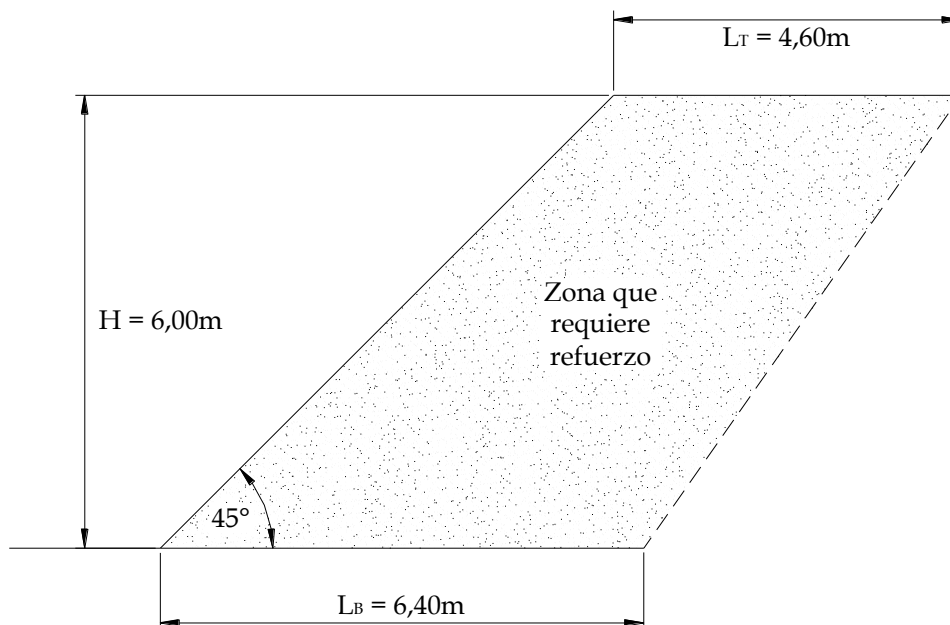


Figura 5.14: Longitudes en la parte superior e inferior del Talud.

e) Se calcula la separación entre geomallas, S_V :

- Debido a que el cálculo determino que son aproximadamente 10 capas de refuerzo, se tendrá 2 opciones que fue explicada en el Capítulo 4, que son los Casos 2 y 3, en los cuales el talud se divide en 2 y 3 Zonas respectivamente, para el desarrollo de este ejemplo se trabajará con el Caso 3 por ser el más complejo de estos 2 casos.

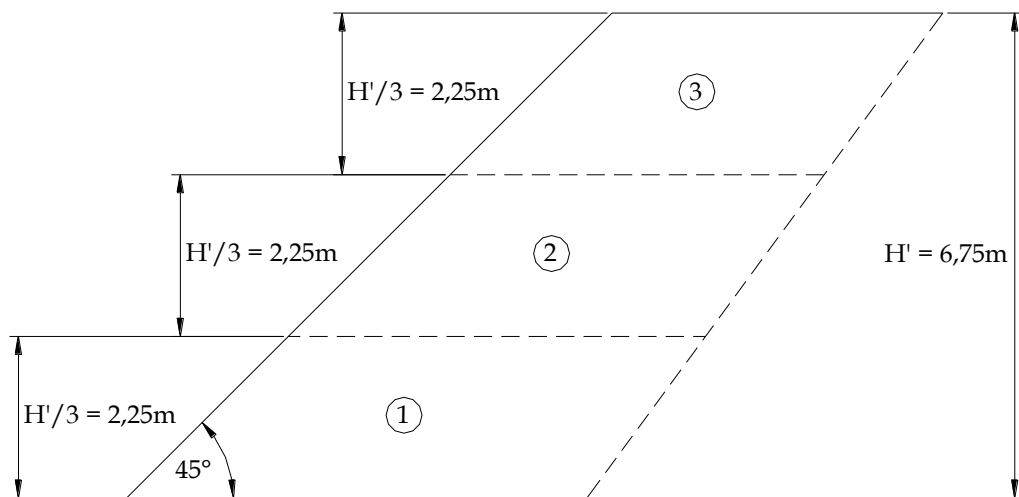


Figura 5.15: Zonas de refuerzos del Talud.

- Se encuentra el valor de la relación de la altura del talud modificada y el número mínimo de capas, R_{HN} :

$$R_{HN} = \frac{H'}{N_{\min}} = \frac{6,70\text{m}}{9,85} = 0,68\text{m}$$

- Se determina el espaciamiento máximo en cada zona:

- Zona 1:

$$Sv_{\max z_1} = 0,6 \times R_{HN} = 0,41\text{m}$$

- Zona 2:

$$Sv_{\max z_2} = 1,0 \times R_{HN} = 0,68\text{m}$$

- Zona 3:

$$Sv_{\max z_3} = 3,0 \times R_{HN} = 2,04\text{m}$$

- Se determina el espaciamiento vertical real que se utilizara en cada zona:

- Zona 1:
 $Sv_1 = 3 \times Sv_{\max} = 0,40\text{m}$

- Zona 2:
 $Sv_2 = 3 \times Sv_{\max} = 0,60\text{m}$

- Zona 3:
 $Sv_2 = 10 \times Sv_{\max} = 2,00\text{m}$

- Se establece la profundidad de cada capa:

Tabla 5.12: Profundidad de las capas de la geomalla (Ejemplo 4).

Zona #	Capa #	Sv (m)	h (m)
Zona 1	1	0,20	0,20
	2	0,40	0,60
	3	0,40	1,00
	4	0,40	1,40
	5	0,40	1,80
	6	0,40	2,20
Cambio de Zona			
Zona 2	7	0,40	2,60
	8	0,60	3,20
	9	0,60	3,80
	10	0,60	4,40
Cambio de Zona			
Zona 3	11	0,60	5,00
	12	2,00	7,00

- La capa #12 se descarta, por estar por encima de la altura modificada $H' = 6,70\text{m}$.

- El número real de capas a utilizarse como refuerzo es $N = 11$, cumpliendo la condición $N > N_{\min}$.

f) Se corrige el espaciamiento de la capa en la zona superior para que la misma quede dentro de la zona, para esto se utiliza la siguiente formula:

$$Sv = \frac{T_{adm}}{K \times \gamma_1 \times z}$$

- Se calcula el Sv utilizando la profundidad de la capa #10:

$$Sv = \frac{8,93}{0,20 \times 19,60 \times (6,00 - 4,40)} = 1,42m$$

$$Sv_{11} = 7 \times 0,20m = 1,40m$$

- Finalmente la distribución de las capas será:

Tabla 5.13: Distribución de las capas de la geomalla (Ejemplo 4).

Zona #	Capa #	h (m)
Zona 1	1	0,20
	2	0,60
	3	1,00
	4	1,40
	5	1,80
	6	2,20
Cambio de Zona		
Zona 2	7	2,60
	8	3,20
	9	3,80
	10	4,40
Cambio de Zona		
Zona 3	11	5,80

g) Se determina la longitud de las geomallas, utilizando el gráfico de referencia:

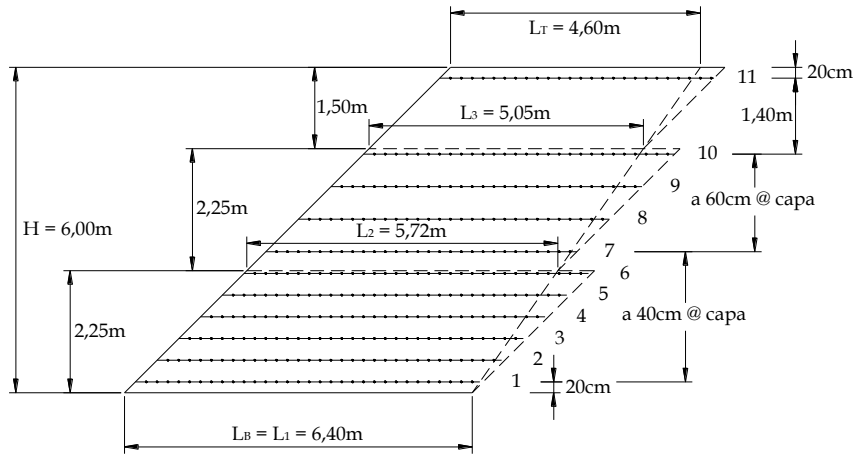


Figura 5.16: Ubicación de los refuerzos en el Talud.

- Zona 1: $L_1 = L_B = 6,40\text{m}$
 Zona 2: $L_2 = 5,72\text{m}$
 Zona 3: $L_3 = 5,05$
 $L_T = 4,60\text{m}$

h) Se procederá a realizar el análisis de la estabilidad externa: deslizamiento y la capacidad de carga:

- En el siguiente gráfico se observan las fuerzas actuantes.

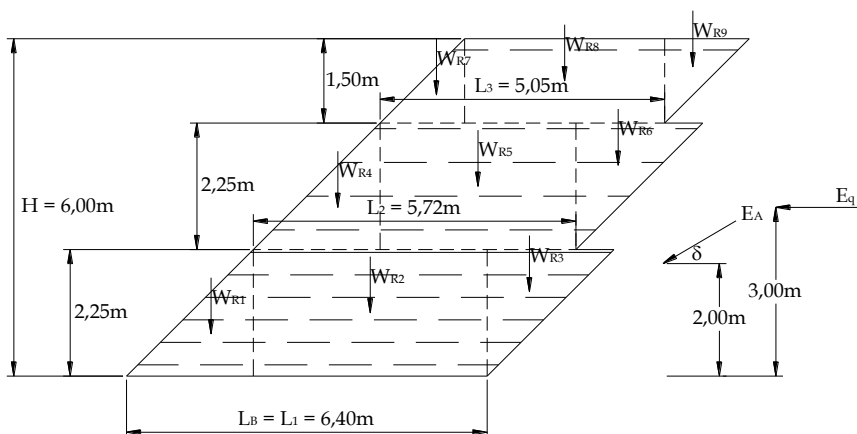


Figura 5.17: Fuerzas que actúan en un terraplén reforzado con geomallas.

f) Se determina ahora la estabilidad externa, para deslizamiento y la capacidad de carga. Al igual que en los ejemplos precedentes, todos los empujes deberán multiplicarse por L_L .

$$E_A = \frac{1}{2}(19,60)(6,00)^2(0,36) - 2(4,90)(6,00)(0,60)$$

$$E_A = 92,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 92,04\text{kN}$$

$$E_{AS} = 1,24 \times 92,04\text{kN} = 114,13\text{kN}$$

$$E_q = (13,62)(6,00)(0,36) = 29,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 29,51\text{kN}$$

$$E_{qS} = 1,24 \times 29,51\text{kN} = 36,59\text{kN}$$

- Estabilidad de Deslizamiento.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{(W_T + E_{ASV}) \times \tan \phi_2}{E_{ASH} + E_q}$$

$$FS = \frac{(682,96 + 53,58) \tan 25^\circ}{100,77 + 36,59} = 2,50 > 1,20$$

- Capacidad de Carga.

- Para $\phi_2 = 20^\circ$ ANEXO D (*Factores de Capacidad de Carga*):

$$N_c = 20,72 \quad N_q = 10,66 \quad N_\gamma = 10,87$$

$$\sigma_{ult} = c_1 \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times L_{GMI} \times N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (19,60)(20,72) + (13,60)(10,66) + \frac{1}{2}(18,62)(6,40)(10,87) = 894,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{act} = \sigma_v = \sigma' + q = (17,64)(6,00) + 13,62 = 119,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS = \frac{549,68}{119,46} = 4,60 > 2,00$$

g) A igual que el Ejemplo 3, la fachada del Terraplén estará conformada por Hormigón Lanzado.

5.1.5. Sub-drenaje para Muros y Terraplenes.

Se procederá a diseñar el sistema de drenaje para los muros y terraplenes de ejemplos anteriores:

- Condiciones Geométricas de los Muros y Terraplenes:
 - $H = 6,00$ m.
 - $L_L = 1,00$ m.

- Propiedades del suelo de fundación, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):
 - Arena con finos que no alteran la estructura granular, SM – SC
 - $K_S =$ Permeabilidad del suelo = $1,0 \times 10^{-7}$ m/s
 - $D_{60} = 2,00$ mm

- Características del geodrén:
 - Geodrén con Tubería ϕ 65mm
 - TAA = Tamaño de la Abertura Aparente = 0,125 mm
 - $K_G =$ Permeabilidad del Geotextil = 30×10^{-2} cm/s
 - $\rho_{ult} =$ Permitividad Última = $1,6$ s⁻¹
 - $\theta_{ult} =$ Transmisividad Última = $1,0 \times 10^{-4}$ m³/s/m
 - Porosidad > 80 %
 - Capacidad de Flujo (0.5% de Pendiente) = $0,70 \times 10$ m³/s.
 - $f =$ Número de canales de flujo = 4
 - $n =$ Número de equipotenciales = 5

Solución:

a) Se determinan los caudales de diseño:

Q_{Dml} = Caudal de diseño por ml

$$Q_{Dml} = K_S \times A \times \frac{f}{n} = 10^{-7} \times 1 \times \frac{4}{5} = 4,80 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_m^2 = \text{Caudal por m}^2$$

$$Q_{m^2} = \frac{Q_{Dml}}{H} = \frac{4,80 \times 10^{-7}}{6} = 8,00 \times 10^{-8} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ s}}$$

$$Q_{\text{total}} = \text{Caudal total}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{Dml} \times L_L = 4,80 \times 10^{-7} \times 1 = 4,80 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

b) Se revisa que el geodrén seleccionado, cumpla con los criterios apropiados para el diseño:

- Criterio de retención

$$TAA < D_{85} \times B$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2\text{mm}}{0,06\text{mm}} = 33,33$$

$$\text{Para } Cu \leq 2 \text{ ó } 8 \leq Cu \quad \text{Usar } B=1$$

$$TAA < 2\text{mm} \quad \text{Cumple}$$

- Criterio de permeabilidad

$$K_G \geq 10 \times K_s$$

$$K_G \geq 1,00 \times 10^{-6} \quad \text{Cumple}$$

- Criterio de colmatación

La porosidad del geotextil debe ser mayor o igual al 50%. El geotextil seleccionado, tiene una porosidad mayor al 80% por tanto, se cumple esta condición.

- Permitividad

$$p_{\text{req}} = \frac{Q_{m2}}{e} = 3,33 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

- Los Factores de Reducción, *Colmatación* FR_{CB} , *Inclusión de Vacíos* FR_{IN} , *Creep* FR_{CR} , *Taponamiento Química* FR_{CC} y *Taponamiento Biológico* FR_{BC} , para la permitividad, se obtienen en la Tabla 4.3. del Capítulo 4.

$$p_{\text{adm}} = \frac{P_{\text{ult}}}{FR_{CB} \times FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}}$$

$$p_{\text{adm}} = \frac{1,60}{3,00 \times 2,00 \times 1,20 \times 1,20 \times 1,30} = 0,142 \text{ s}^{-1}$$

$$FS = \frac{p_{\text{adm}}}{p_{\text{req}}} = 427 \quad \text{Cumple}$$

c) Se determina el número de georedes necesarias

$$\theta_{\text{req}} = \frac{Q_{\text{total}}}{L_L} = 4,80 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

- Los Factores de Reducción, *Inclusión de Vacíos* FR_{IN} , *Creep* FR_{CR} , *Taponamiento Química* FR_{CC} y *Taponamiento Biológico* FR_{BC} , para la transmisividad, obtienen en la Tabla 4.6. del Capítulo 4.

$$\theta_{\text{adm}} = \frac{\theta_{\text{ult}}}{FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}}$$

$$\theta_{\text{adm}} = \frac{1,00 \times 10^{-4}}{1,40 \times 1,50 \times 1,50 \times 1,50} = 2,12 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

$$FS = \frac{\theta_{adm}}{\theta_{req}} > 1$$

$$FS = \frac{2,12 \times 10^{-5}}{4,80 \times 10^{-7}} = 44,1 \quad \text{Cumple}$$

Una sola geored es suficiente.

d) Se determina el sistema de evacuación de líquidos

- La capacidad de recibir flujo por cada metro lineal de tubería debe ser mayor al caudal de diseño por metro lineal.
- Capacidad de recibir flujo de la tubería bajo pendiente del 0,5% = $0,70 \times 10^{-3}$
- El caudal de diseño por metro lineal es $4,80 \times 10^{-7}$; es menor a la capacidad de la tubería. Entonces la tubería de 65mm es suficiente, para evacuar el flujo captado por el sistema de drenaje.

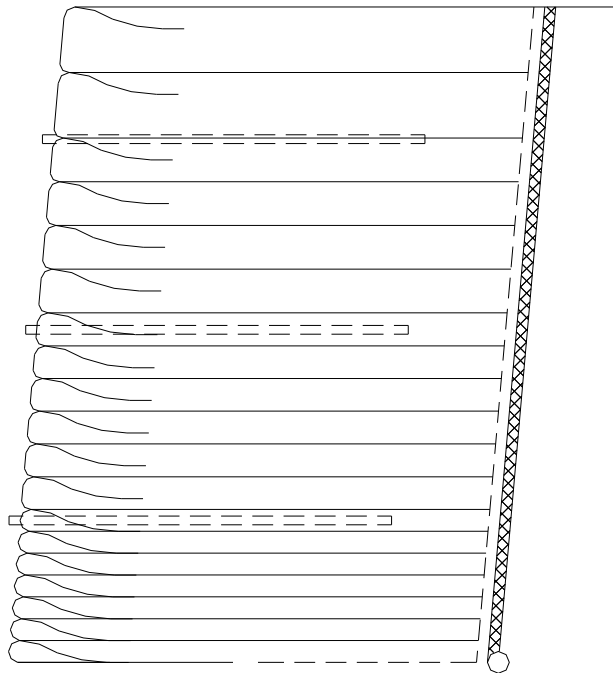


Figura 5.18: Ubicación del Drenaje.

5.2. Estabilización Tradicional.

5.2.1. Muro Estructural.

Ejemplo 5.

Se realizará el diseño de un muro estructural de hormigón, de las siguientes características:

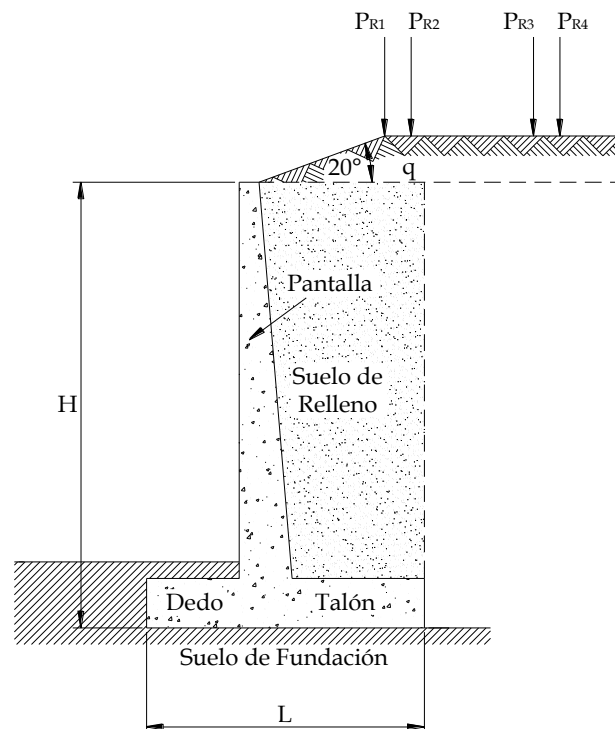


Figura 5.19: Gráfico Explicativo.

- Características y condiciones geométricas del muro:
 - H = Altura del Muro = 7,00m
 - L = Longitud transversal del Muro = 0,40H a 0,90H
 - γ_H = Peso Específico del Hormigón = 23,52 kN/m³ (2,40 ton/m³)
- Propiedades del suelo que se utilizará de relleno para conformar el muro, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):
 - Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos, GP – GM

- $\gamma_1 =$ Peso específico del suelo de Relleno = $19,60 \text{ kN/m}^3$ (2,00 ton/m³)
 - $\phi_1 =$ Ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno = 28°
 - $c_1 =$ Cohesión del suelo de Relleno = $4,90 \text{ kN/m}^2$ (0,50 ton/m²)
 - $\omega_{\text{opt}} =$ Humedad Óptima = 10%
- Propiedades del suelo de fundación, valores tomados del ANEXO C (*Parámetros Característicos del Suelo*):
 - Arena con finos que no alteran la estructura granular, SM – SC
 - $\gamma_2 =$ Peso específico del suelo de fundación = $18,62 \text{ kN/m}^3$ (1,90 ton/m³)
 - $\phi_2 =$ Ángulo de rozamiento interno del suelo de fundación = 25°
 - $c_2 =$ Cohesión del suelo de fundación = $4,90 \text{ kN/m}^2$ (0,50 ton/m²)
 - $\omega_{\text{nat}} =$ Humedad Natural = 15%

a) Pre-dimensionamiento del Muro:

- Se determina la Longitud transversal:

$$L = 0,40(6,80) \text{ a } 0,90(6,80) = 2,72\text{m a } 6,12\text{m}$$

- Se asume $L = 4,20\text{m}$
- Las alturas del Dedo y el Talón, h , se calcula de la siguiente manera:
 - Varía entre $H/12$ a $H/6$, en el punto de contacto con la pantalla:

$$h = \frac{6,80}{12} \text{ a } \frac{6,80}{6} = 0,57\text{m a } 1,13\text{m}$$

- Se asume $h = 0,60\text{m}$
- Determinación del ancho de Pantalla del Muro:

- Si la altura total del muro, $H = 7,00$ y la altura central de la zapata, $h = 0,60$; se tendrá que la altura de la pantalla, $H_P = 6,40$ m, con este valor según el C.E.C. recomienda que el ancho de la pantalla es:

$$a = \frac{6,40}{10} = 0,64$$

- Se asume que la pantalla tendrá un espesor de $0,50$ m en la parte superior y $0,70$ m en la parte inferior.

- Cálculo de la Longitud del Dedo y el Talón:

$$L_{\text{DEDO}} = \frac{L}{3} = \frac{4,20\text{m}}{3} = 1,40\text{m}$$

$$L_{\text{TALON}} = 4,20\text{m} - (1,40 + 0,70)\text{m} = 2,10\text{m}$$

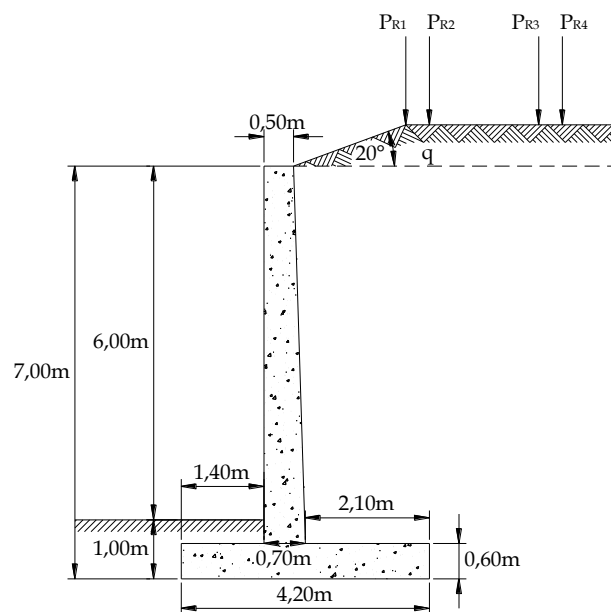


Figura 5.20: Predimensionamiento del Muro Estructural.

- b) Se determinan los Empujes y Pesos:

- Cálculo de la magnitud del *Empuje Activo* E_A :

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}\right) = 0,36$$

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times H^2 \times K_A - 2 \times c_1 \times H \times \sqrt{K_A}$$

$$E_A = \frac{1}{2} (19,60)(7,00)^2 (0,36) - 2(4,90)(7,00)(0,60)$$

$$E_A = 132,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 132,15\text{kN}$$

- Como se menciona en el ejemplo 1, en el Capítulo 4 en el Análisis Sísmico, se utiliza la fórmula del C.E.C., esto es el 24% de los Empujes actuantes.

$$E_{AS} = 1,24 \times 132,15\text{kN} = 163,87\text{kN}$$

- Determinación de la magnitud del *Empuje Pasivo* E_P :

$$K_P = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2}\right) = \frac{1}{K_A} = \frac{1}{0,36} = 2,77$$

$$E_P = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times h^2 \times K_P + 2 \times c_1 \times h \times \sqrt{K_P}$$

$$E_P = \frac{1}{2} (19,60)(1,00)^2 (2,77) + 2(4,90)(1,00)(1,66)$$

$$E_P = 43,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,00\text{m} = 43,45\text{kN}$$

- Cálculo de la magnitud del *Empuje de Sobrecarga* E_q , incluyendo el análisis sísmico y el valor de la altura equivalente $h_q = 0,70\text{m}$ determinada en el ejemplo 1:

$$E_q = h_q \times K_A \times H = (0,70)(0,36)(7,00)(9,8) = 17,21\text{kN}$$

$$E_{qS} = 1,24 \times 17,21\text{kN} = 21,34\text{kN}$$

- Cálculo de la magnitud del *Empuje de las Cargas vivas* E_L , incluyendo análisis sísmico:

- La Carga Vehicular asumida uniformemente tendrá un peso $12,25 \text{ kN/m}^2$ ($1,25 \text{ ton/m}^2$), si este valor es dividido para el peso específico $\gamma = 19,60 \text{ kN/m}^3$, se obtendrá la altura equivalente:

$$h_L = \frac{12,25}{19,60} = 0,625\text{m}$$

$$E_L = h_L \times K_A \times H = (0,625)(0,36)(7,00) = 15,48\text{kN}$$

$$E_{LS} = 1,24 \times 15,48\text{kN} = 19,19\text{kN}$$

- En el gráfico siguiente, se presentan las fuerzas que intervendrán el análisis de la estabilidad externa:

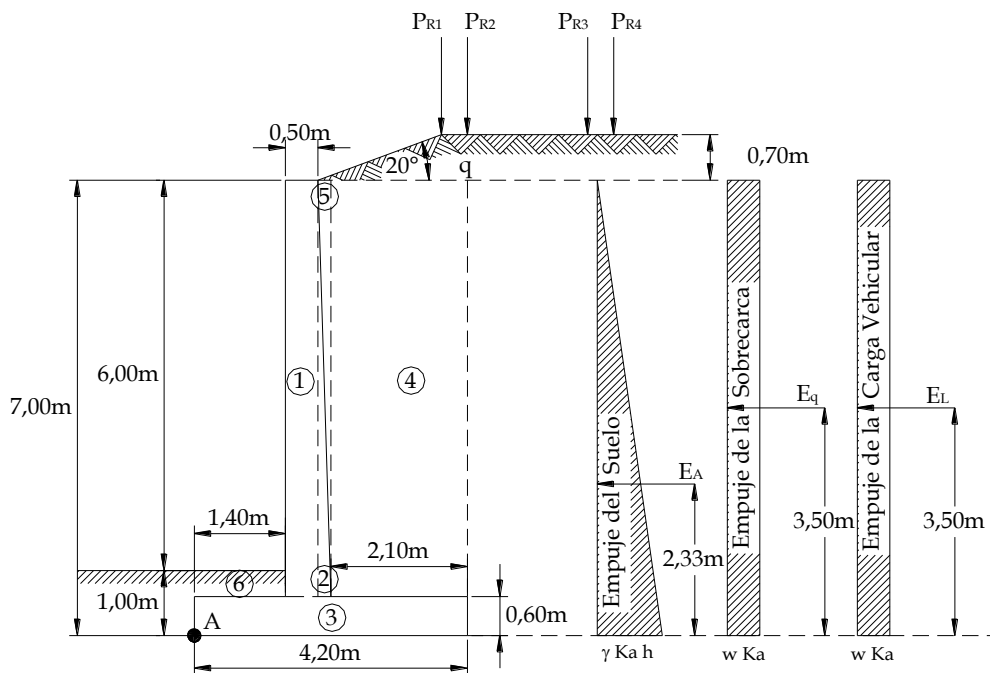


Figura 5.21: Fuerzas que actúan en un Muro Estructural.

- Pesos y Momentos que genera el Muro, Relleno, Sobrecarga y Carga Vehicular:

Tabla 5.14: Pesos y Momentos estabilizadores respecto A (Ejemplo 5).

Sección #	b (m)	h (m)	L _L (m)	Vol (m ³)	γ (kN/m ³)	W (kN)	xi (m)	M _E (kN-m)	
1	Pantalla	0,50	6,40	1,00	3,20	23,52	75,26	1,65	124,19
2	Pantalla	0,20	3,20	1,00	0,64	23,52	15,05	1,72	25,84
3	Zapata	4,20	0,60	1,00	2,52	23,52	59,27	2,10	124,47
4	Relleno	2,10	6,40	1,00	13,44	19,60	263,42	3,15	829,79
5	Relleno	0,20	3,20	1,00	0,64	19,60	12,54	1,78	22,37
6	Relleno	1,40	0,40	1,00	0,56	19,60	10,98	0,70	7,68
W_M = 425,56							M_{EM} = 1126,65		

Sobrecarga	2,10	0,70	1,00	0,74	19,60	14,41	2,95	42,50	
Carga Vehicular	2,10	0,63	1,00	0,66	19,60	12,86	2,95	37,94	
W_q = 14,41							M_{Eq} = 42,50		
W_L = 12,86							M_{EL} = 37,94		

Tabla 5.15: Pesos y Momentos Volcantes respecto A (Ejemplo 5).

F _D (kN)	xi (m)	M _v (kN-m)
E _A = 132,15	2,33	M _{vEA} = 308,35
E _q = 17,34	3,50	M _{vq} = 60,68
E _L = 15,48	3,50	M _{vL} = 54,18
E _{AS} = 163,87	2,33	M _{vEAS} = 382,35
E _{qS} = 21,50	3,50	M _{vqS} = 75,24
E _{LS} = 19,19	3,50	M _{vLS} = 67,18

c) Se procederá con el análisis de la estabilidad externa; volteo y deslizamiento; en función de los estados de carga que se analizará a continuación:

μ = Coeficiente de fricción = 0,50

- 1^{er} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga).

- Estabilidad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_E}{F_D} = \frac{\mu \times (W_M + W_q) + E_P}{E_A + E_q} = \frac{0,50 \times (425,56 + 14,41) + 43,45}{132,15 + 17,34}$$

$$FSD = 1,76 > 1,50$$

- Estabilidad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{M_E}{M_V} = \frac{M_{EM} + M_{Eq}}{M_{VEA} + M_{Vq}} = \frac{1126,65 + 42,50}{308,35 + 60,68} = 3,17 > 1,50$$

- 2^{do} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga + Carga Vehicular)

- Estabilidad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_E}{F_D} = \frac{\mu \times (W_M + W_q + W_L) + E_P}{E_A + E_q + E_L} = \frac{0,50 \times (425,56 + 14,41 + 12,86) + 43,45}{132,15 + 17,34 + 15,48}$$

$$FSD = 1,64 > 1,50$$

- Estabilidad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{M_E}{M_V} = \frac{M_{EM} + M_{Eq} + M_{EL}}{M_{VEA} + M_{Vq} + M_{VL}} = \frac{1126,65 + 42,50 + 37,94}{308,35 + 60,68 + 54,18} = 2,76 > 1,50$$

- 3^{er} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga + Sismo)

- Estabilidad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_E}{F_D} = \frac{\mu \times (W_M + W_q) + E_P}{E_{AS} + E_{qS}} = \frac{0,50 \times (425,56 + 14,41) + 43,45}{163,87 + 21,50}$$

$$FSD = 1,42 > 1,20$$

- Estabilidad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{M_E}{M_V} = \frac{M_{EM} + M_{Eq}}{M_{VEAS} + M_{VqS}} = \frac{1126,65 + 42,50}{382,35 + 75,24} = 2,55 > 1,20$$

- 4^{to} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga + Carga Vehicular + Sismo)

- Estabilidad al Deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_E}{F_D} = \frac{\mu \times (W_M + W_q + W_L) + E_P}{E_{AS} + E_{qS} + E_{LS}} = \frac{0,50 \times (425,56 + 14,41 + 12,86) + 43,45}{163,87 + 21,50 + 19,19}$$

$$FSD = 1,32 > 1,20$$

- Estabilidad al Volcamiento:

$$FSV = \frac{M_E}{M_V} = \frac{M_{EM} + M_{Eq} + M_{EL}}{M_{VEAS} + M_{VqS} + M_{VLS}} = \frac{1126,65 + 42,50 + 37,94}{382,35 + 75,24 + 67,18} = 2,30 > 1,20$$

- NOTA: Como se observo el análisis de estabilidad externa del muro, los factores de seguridad cumple, pero el factor de seguridad al Volteo es mas alto que el del Deslizamiento, cuando se esto sucede se recomienda la construcción de un *Diente*, pero esto implicaría que el costo del muro aumente, por tal motivo no se diseña con Diente el muro de este ejemplo.

d) Se determina la Ubicación de la Resultante, la Presión del Suelo y los Momentos Últimos en el Dedo y Talón:

- Capacidad de Carga:

$$\sigma_{ult} = c_1 \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times L \times N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (4,90)(20,72) + (13,62)(10,66) + \frac{1}{2}(19,60)(4,20)(10,87) = 671,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Presión Admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult}}{FS} = \frac{671,91}{3} = 223,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 22,86 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2,29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- La norma permite aumentar la presión admisible en 20 a 30% cuando existe cargas dinámicas (Sismo, Viento), se adopta un valor intermedio del 25% para este caso:

$$\sigma_{admS} = 1,25 \times \sigma_{adm} = 1,25 \times 223,98 = 279,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 28,57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2,86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

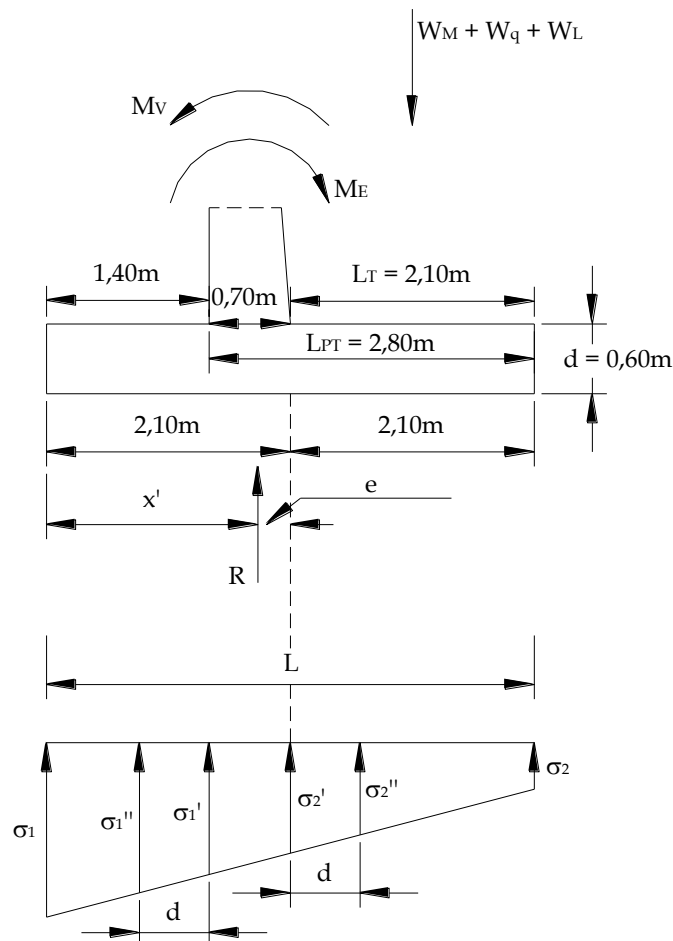


Figura 5.22: Ubicación de la Resultante.

- 1^{er} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga).

$$M_T = M_E - M_V = (1126,65 + 42,50) - (308,35 + 60,68)$$

$$M_T = 800,12 \text{ kN} - \text{m}$$

$$x' = \text{Ubicación de la Resultante} = \frac{M_T}{W_M + W_q} = \frac{800,12 \text{ kN} - \text{m}}{(425,56 + 14,41) \text{ kN}} = 1,82 \text{ m}$$

$$e = \text{Excentricidad} = \frac{L}{2} - x' = \frac{4,20}{2} - 1,82 = 0,28 \text{ m}$$

$$\sigma = \text{Presión del Suelo} = \frac{W_w + W_q}{A} \times \left[1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right]$$

$$\sigma = \frac{425,56 + 14,41}{(4,20)(1,00)} \times \left[1 \pm \frac{(6)(0,28)}{4,20} \right]$$

$$\sigma_1 = \text{Presión máxima del suelo} = 146,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_2 = \text{Presión mínima del suelo} = 62,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_1' = \text{Presión bajo inicio Pantalla} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times L_{PT}}{L} + \sigma_2$$

$$\sigma_1' = \frac{(146,86 - 62,64)(2,80)}{4,20} + 62,64 = 118,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2' = \text{Presión bajo inicio Talón} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times L_T}{L} + \sigma_2$$

$$\sigma_2' = \frac{(146,86 - 62,64)(2,10)}{4,20} + 62,64 = 104,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1'' = \text{Presión a d de la Pantalla (Dedo)} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times (L_{PT} + d)}{L} + \sigma_2$$

$$\sigma_1'' = \frac{(146,86 - 62,64)(2,80 + 0,60)}{4,20} + 62,64 = 130,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2'' = \text{Presión a d de la Pantalla (Talón)} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times (L_T - d)}{L} + \sigma_2$$

$$\sigma_2'' = \frac{(146,86 - 62,64)(2,10 - 0,60)}{4,20} + 62,64 = 92,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

o Momentos y Cortes en el Dedo y Talón.

$$M_{\text{DEDO}} = \frac{l^2}{6} (2wl + wc)$$

wl = Carga uniforme punto externo; wc = Carga uniforme punto interno

$$M_{\text{DEDO}} = \frac{1,40^2}{6} (2(146,86) + 118,79) = 134,75 \text{kN} - \text{m}$$

$$M_{\text{TALON}} = \frac{l^2}{6} (2wl + wc) - M_R = -411,77 \text{kN} - \text{m}$$

M_R = Momento del Relleno por sobre el Talón

$$M_{\text{TALON}} = \frac{2,10^2}{6} (2(62,64) + 104,75) - \left[\frac{(263,42)(2,10)}{2} + \frac{2(14,41)(2,10)}{3} \right]$$

$$M_{\text{TALON}} = -127,68 \text{kN} - \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} (\sigma + \sigma')$$

$$V_{\text{DEDO}} = (1,40 - 0,60) \times \frac{146,86 + 130,82}{2} \times 1,00 = 111,07 \text{kN}$$

$$V_{\text{TALON}} = (2,10 - 0,60) \times \frac{62,64 + 92,72}{2} \times 1,00 = 116,52 \text{kN}$$

- 2^{do} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga + Carga Vehicular)

$$M_T = M_E - M_V = (1126,65 + 42,50 + 37,97) - (308,35 + 60,68 + 54,18)$$

$$M_T = 783,89 \text{ kN} - \text{m}$$

$$x' = \frac{M_T}{W_M + W_q + W_L} = \frac{800,12 \text{ kN} - \text{m}}{(425,56 + 14,41 + 12,86) \text{ kN}} = 1,73 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x' = \frac{4,20}{2} - 1,73 = 0,37 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{W_M + W_q + W_L}{A} \times \left[1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right] = \frac{425,56 + 14,41 + 12,86}{(4,20)(1,00)} \times \left[1 \pm \frac{(6)(0,37)}{4,20} \right]$$

$$\sigma_1 = 164,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_2 = 51,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_1' = \frac{(165,63 - 51,00)(2,80)}{4,20} + 51,00 = 124,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2' = \frac{(165,63 - 51,00)(2,10)}{4,20} + 51,00 = 91,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1'' = \frac{(165,63 - 51,00)(2,80 + 0,60)}{4,20} + 51,00 = 141,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2'' = \frac{(165,63 - 51,00)(2,10 - 0,60)}{4,20} + 51,00 = 82,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Momentos y Cortante en Dedo y Talón.

$$M_{\text{DEDO}} = \frac{1,40^2}{6} (2(165,63) + 124,86) = 148,35 \text{ kN} - \text{m}$$

$$M_{\text{TALON}} = \frac{2,10^2}{6} (2(51,00) + 91,25) - \left[\frac{(263,42)(2,10)}{2} + \frac{2(14,41 + 12,86)(2,10)}{3} \right]$$

$$M_{\text{TALON}} = -169,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{DEDO}} = (1,40 - 0,60) \times \frac{165,63 + 141,91}{2} \times 1,00 = 122,62 \text{ kN}$$

$$V_{\text{TALON}} = (2,10 - 0,60) \times \frac{51,00 + 82,58}{2} \times 1,00 = 100,18 \text{ kN}$$

- 3^{er} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga + Sismo).

$$M_{\text{T}} = M_{\text{E}} - M_{\text{V}} = (1126,65 + 42,50) - (382,35 + 75,24)$$

$$M_{\text{T}} = 711,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x' = \frac{M_{\text{T}}}{W_{\text{M}} + W_{\text{q}}} = \frac{711,55 \text{ kN} \cdot \text{m}}{(425,56 + 14,41) \text{ kN}} = 1,62 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x' = \frac{4,20}{2} - 1,62 = 0,48 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{W_{\text{w}} + W_{\text{q}}}{A} \times \left[1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right] = \frac{425,56 + 14,41}{(4,20)(1,00)} \times \left[1 \pm \frac{(6)(0,48)}{4,20} \right]$$

$$\sigma_1 = 176,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{admS}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_2 = 32,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{admS}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_1' = \frac{(176,99 - 32,52)(2,80)}{4,20} + 32,52 = 126,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2' = \frac{(176,99 - 32,52)(2,10)}{4,20} + 32,52 = 76,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1'' = \frac{(176,99 - 32,52)(2,80 + 0,60)}{4,20} + 32,52 = 148,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2'' = \frac{(176,99 - 32,52)(2,10 - 0,60)}{4,20} + 32,52 = 64,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

o Momentos y Cortes en el Dedo y Talón.

$$M_{\text{DEDO}} = \frac{1,40^2}{6} (2(176,99) + 126,42) = 156,93 \text{kN} - \text{m}$$

$$M_{\text{TALON}} = \frac{2,10^2}{6} (2(32,52) + 76,73) - \left[\frac{(263,42)(2,10)}{2} + \frac{2(14,41)(2,10)}{3} \right]$$

$$M_{\text{TALON}} = -192,56 \text{kN} - \text{m}$$

$$V_{\text{DEDO}} = (1,40 - 0,60) \times \frac{176,99 + 148,09}{2} \times 1,00 = 212,39 \text{kN}$$

$$V_{\text{TALON}} = (2,10 - 0,60) \times \frac{32,52 + 64,10}{2} \times 1,00 = 72,47 \text{kN}$$

- 4^{to} Estado de Carga (Muro + Sobrecarga + Carga Vehicular + Sismo)

$$M_T = M_E - M_V = (1126,65 + 42,50 + 37,97) - (382,35 + 75,24 + 67,18)$$

$$M_T = 682,32 \text{kN} - \text{m}$$

$$x' = \frac{M_T}{W_M + W_q + W_L} = \frac{682,32 \text{kN} - \text{m}}{(425,56 + 14,41 + 12,86) \text{kN}} = 1,51 \text{m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x' = \frac{4,20}{2} - 1,51 = 0,59 \text{m}$$

$$\sigma = \frac{W_M + W_q + W_L}{A} \times \left[1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right] = \frac{425,56 + 14,41 + 12,86}{(4,20)(1,00)} \times \left[1 \pm \frac{(6)(0,59)}{4,20} \right]$$

$$\sigma_1 = 199,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{admS}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_2 = 16,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{admS}} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_1' = \frac{(199,18 - 16,45)(2,80)}{4,20} + 16,45 = 135,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2' = \frac{(199,18 - 16,45)(2,10)}{4,20} + 16,45 = 60,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1'' = \frac{(199,18 - 16,45)(2,80 + 0,60)}{4,20} + 16,45 = 162,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2'' = \frac{(176,99 - 16,45)(2,10 - 0,60)}{4,20} + 16,45 = 48,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

o Momentos y Cortante en Dedo y Talón.

$$M_{\text{DEDO}} = \frac{1,40^2}{6} (2(199,18) + 135,22) = 174,30 \text{kN} - \text{m}$$

$$M_{\text{TALON}} = \frac{2,10^2}{6} (2(16,45) + 60,66) - \left[\frac{(263,42)(2,10)}{2} + \frac{2(14,41 + 12,86)(2,10)}{3} \right]$$

$$M_{\text{TALON}} = -227,99 \text{kN} - \text{m}$$

$$V_{\text{DEDO}} = (1,40 - 0,60) \times \frac{199,18 + 162,63}{2} \times 1,00 = 144,73 \text{kN}$$

$$V_{\text{TALON}} = (2,10 - 0,60) \times \frac{16,45 + 48,03}{2} \times 1,00 = 48,36 \text{kN}$$

e) Determinar Momentos en Pantalla:

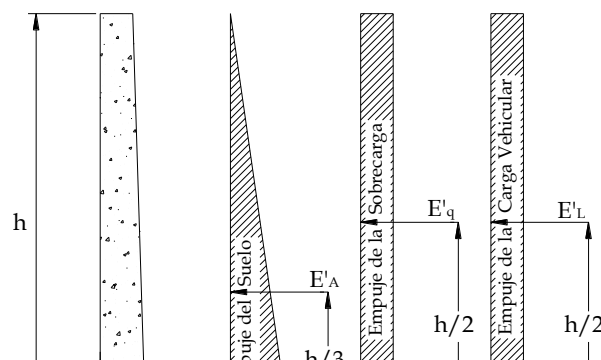


Figura 5.23: Momentos en la Pantalla.

Tabla 5.16: Empujes en Pantalla (Ejemplo 5).

h	E'_A	E'_q	E'_L	E'_{AS}	E'_{qS}	E'_{LS}
6,40	107,24	15,85	14,15	132,97	19,66	17,55
4,80	80,43	11,89	10,61	99,73	14,74	13,16
3,20	53,62	7,93	7,08	66,49	9,83	8,77
1,60	26,81	3,96	3,54	33,24	4,91	4,39

Tabla 5.17: Momentos en Pantalla (Ejemplo 5).

h	h/3	h/2	M'_{EA}	M'_q	M'_L	M'_{EAS}	M'_{qS}	M'_{LS}
6,40	2,13	3,20	228,77	50,72	45,29	283,67	62,90	56,16
4,80	1,60	2,40	128,68	28,53	25,47	159,57	35,38	31,59
3,20	1,07	1,60	57,19	12,68	11,32	70,92	15,72	14,04
1,60	0,53	0,80	14,30	3,17	2,83	17,73	3,93	3,51

Tabla 5.18: Momentos Máximos en Pantalla (Ejemplo 5).

Estado		Momentos				
			6,40	4,80	3,20	1,60
1	M + q	$M'_{EA} + M'_q$	279,49	157,21	69,87	17,47
2	M + q + L	$M'_{EA} + M'_q + M'_L$	324,78	182,69	81,20	20,30
3	Ms + qs	$M'_{EAS} + M'_{qS}$	346,57	194,95	86,64	21,66
4	Ms + qs + Ls	$M'_{EAS} + M'_{qS} + M'_{LS}$	402,73	226,53	100,68	25,17
		M_{max} =	402,73	226,53	100,68	25,17
		1,7xM_{max} = Mu =	684,64	385,11	171,16	42,79

Tabla 5.19: Cortantes Máximos en Pantalla (Ejemplo 5).

Estado		Cortantes				
			6,40	4,80	3,20	1,60
1	M + q	$V'_{EA} + V'_q$	123,09	92,31	61,54	30,77
2	M + q + L	$V'_{EA} + V'_q + V'_L$	137,24	102,93	68,62	34,31

3	Ms + qs	V'EAS + V'qS	152,63	114,47	76,31	38,16
4	Ms + qs + Ls	V'EAS + V'qS + V'LS	170,18	127,63	85,09	42,54
		V_{max} =	170,18	127,63	85,09	42,54
		1,7xV_{max} = Vu =	289,30	216,97	144,65	72,32

f) Diseño del Armado:

- Diseño de la Pantalla:

$$b = 100\text{cm} = 1,00\text{m}$$

$$d = a - \text{rec} = 63\text{cm} = 0,63\text{m}$$

- Esfuerzo admisible del Hormigón:

$$v_{\text{adm}} = 0,53\sqrt{f'c} = 0,53\sqrt{210} = 7,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fy = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- Porcentaje de acero mínimo a flexión:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14,5}{fy} = 0,0035$$

- Fórmula del porcentaje de acero real a flexión:

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \rho \times \frac{fy}{f'c} \times \left(1 - 0,59 \times \rho \times \frac{fy}{f'c} \right)$$

- Porcentaje de acero de temperatura para acero de $fy \geq 4200$:

$$\rho_{\text{temp}} = 0,0018$$

Tabla 5.20: Resumen de la Pantalla (Ejemplo 5).

h (m)	Mu		d (cm)	Vu		vu (kg/cm ²)	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As (cm ²)	Chequeo	As _{temp} (cm ²)
	(kN-m)	(ton-m)		(kN)	(kg)					Cortante	
6,40	684,64	69,86	63	289,30	29520,41	5,51	33,1	22,1	33,1	Cumple	12,6
4,80	385,11	39,30	58	216,97	22140,30	4,49	19,8	20,3	20,3	Cumple	11,7
3,20	171,16	17,47	53	144,65	14760,20	3,28	9,4	18,6	18,6	Cumple	10,8
1,60	42,79	4,37	48	72,32	7380,10	1,81	2,6	16,8	16,8	Cumple	9,9

Tabla 5.21: Resumen del Dedo y Talón (Ejemplo 5).

h (m)	Mu		d (cm)	Vu		vu (kg/cm ²)	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As (cm ²)	Chequeo	As _{temp} (cm ²)
	(kN-m)	(ton-m)		(kN)	(kg)					Cortante	
Dedo	296,32	30,24	53	144,73	14767,90	3,28	16,6	18,6	18,6	Cumple	10,8
Talón	387,59	39,55	53	116,52	11890,27	2,64	22,0	18,6	22,0	Cumple	10,8

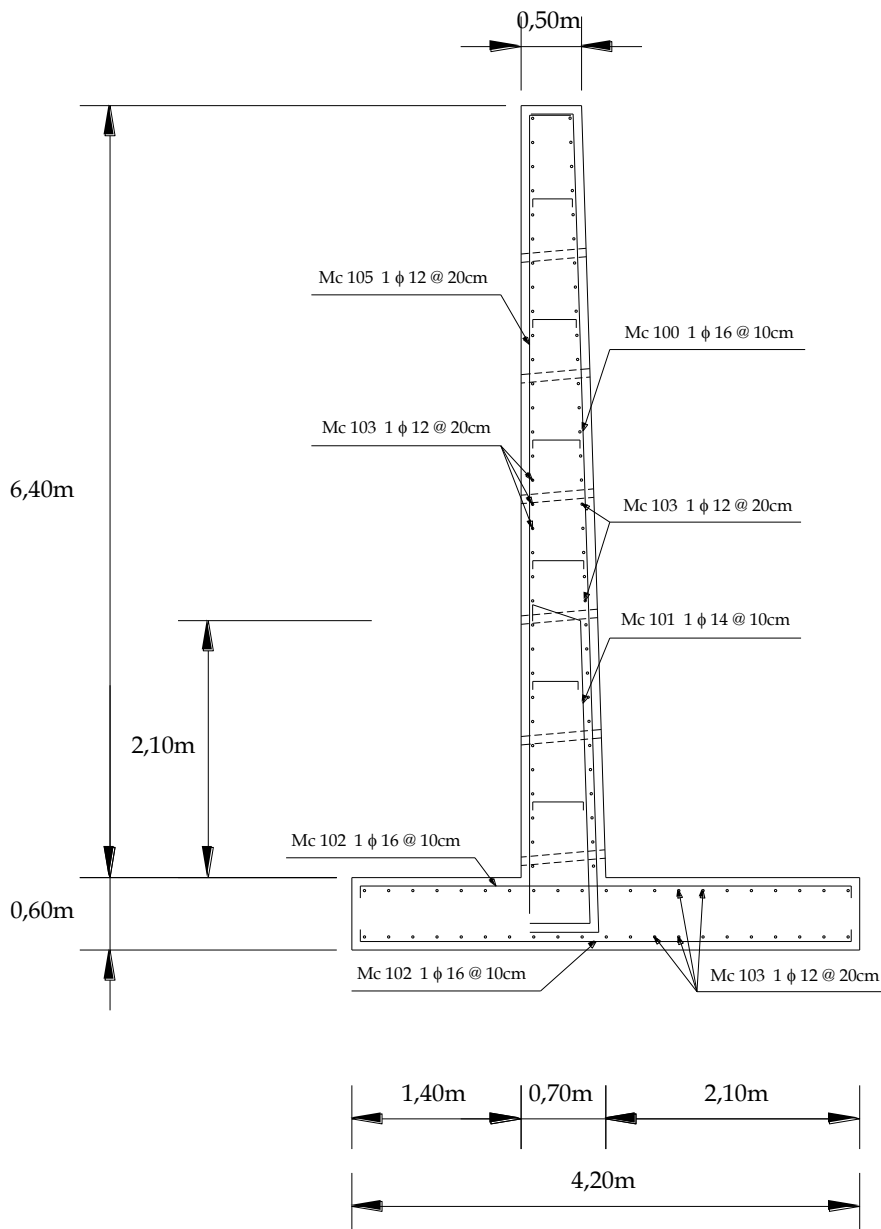


Figura 5.24: Armado Final.

Tabla 5.22: Planilla y Resumen de Materiales (Ejemplo 5).

PLANILLA DE ACERO										
Mc	ϕ (mm)	Tipo	N°	a (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Long. Parc. (cm)	Long. Tot. (m)	Observaciones
100	16	C	10	35	685	100		820	82,00	6 separadores ϕ 10 58, 61, 64, 68, 71, 74 (cm)
101	14	G	10	15	100	210	265	590	59,00	
102	16	C	20	10	405	10		425	85,00	
103	12	I	106	100				100	106,00	
104	12	L	10	35	685			720	72,00	
<p>The diagram illustrates the arrangement of reinforcement bars. Bar C is a horizontal bar with length 'a' and width 'b'. Bar I is a horizontal bar with length 'a'. Bar G is a vertical bar with height 'b' and width 'c'. Bar L is a vertical bar with height 'a' and width 'b'. The bars are arranged in a grid-like pattern.</p>										
RESUMEN DE ACERO										
ϕ	(mm)	10	12	14	16	18	20			Total
Longitud	(m)	4,00	178,00	59,00	167,00	-	-			408
Peso	(Kg)	2,47	158,03	71,30	263,58	-	-			495
RESUMEN DE MATERIALES										
Acero de Refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) (Se aumenta el 5% de desperdicios)									520 kg	
Hormigón Estructural ($f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$) (Se aumenta el 5% de desperdicios)									6,68 m ³	

5.3. Análisis de costos.

El presente análisis de costos, toma como referencia los valores estipulados en el presupuesto referencial de proyectos presentados al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOP), presupuestos que fueron establecidos en octubre del 2005.

Los rubros que no constan en dicho presupuesto, se han obtenido a partir de los rubros referenciales establecidos por la Cámara de Comercio de Quito, a diciembre del 2005.

Los cálculos de costos, han sido establecidos respectivamente a las condiciones geométricas y características de diseño, señaladas en los ejemplos precedentes. A continuación se señalarán dichos costos en forma tabular, para cada una de las alternativas planteadas por metro lineal de Muro o de Terraplén.

Tabla 5.23: Presupuesto referencial para Muro con Geotextil.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
Excavación y Relleno para estructura	m ³	26,00	\$ 5,23	\$ 135,98
Transporte (10 Km)	m ³ - Km	260,00	\$ 0,22	\$ 57,20
Geotextil TR4000	m ²	90,00	\$ 2,42	\$ 217,80
Geodren	m	1,00	\$ 14,29	\$ 14,29
Hormigón lanzado	m ²	6,00	\$ 7,79	\$ 46,74
Malla electrosoldada	m ²	6,00	\$ 3,45	\$ 20,70
Tubería de Drenaje (lloradero)	m	10,00	\$ 5,01	\$ 50,10
			Total	\$ 542,81

Tabla 5.24: Presupuesto referencial para Muro con Geomalla.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
Excavación y Relleno para estructura	m ³	26,00	\$ 5,23	\$ 135,98
Transporte (10 Km)	m ³ - Km	260,00	\$ 0,22	\$ 57,20
Geomalla UXMESA5	m ²	50,00	\$ 8,45	\$ 422,50
Geodren	m	1,00	\$ 14,29	\$ 14,29
Hormigón lanzado	m ²	6,00	\$ 7,79	\$ 46,74
Malla electrosoldada	m ²	6,00	\$ 3,45	\$ 20,70
Tubería de Drenaje (lloradero)	m	10,00	\$ 5,01	\$ 50,10
			Total	\$ 747,51/m³

Tabla 5.25: Presupuesto referencial para Terraplén con Geotextil.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
Excavación y Relleno para estructura	m ³	28,00	\$ 5,23	\$ 146,44
Transporte (10 Km)	m ³ - Km	280,00	\$ 0,22	\$ 61,60
Geotextil T2400	m ²	100,00	\$ 1,44	\$ 144,00
Geodren	m	1,00	\$ 14,29	\$ 14,29
Hormigón lanzado	m ²	8,50	\$ 7,79	\$ 66,22
Malla electrosoldada	m ²	8,50	\$ 3,45	\$ 29,33
Tubería de Drenaje (lloradero)	m	10,00	\$ 5,01	\$ 50,10
			Total	\$ 511,97/m³

Tabla 5.26: Presupuesto referencial para Terraplén con Geomalla.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
Excavación y Relleno para estructura	m ³	35,00	\$ 5,23	\$ 183,05
Transporte (10 Km)	m ³ - Km	350,00	\$ 0,22	\$ 77,00
Geomalla UX1500HT	m ²	73,00	\$ 6,50	\$ 474,50
Geodren	m	1,00	\$ 14,29	\$ 14,29
Hormigón lanzado	m ²	8,50	\$ 7,79	\$ 66,22
Malla electrosoldada	m ²	8,50	\$ 3,45	\$ 29,33
Tubería de Drenaje (lloradero)	m	10,00	\$ 5,01	\$ 50,10
			Total	\$ 894,48

Tabla 5.27: Presupuesto referencial para Muro Estructural.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
Excavación y Relleno para estructura	m ³	14,00	\$ 5,23	\$ 73,22
Transporte (10 Km)	m ³ - Km	140,00	\$ 0,22	\$ 30,80
Hormigón Estructural (f'c = 210 Kg/cm ²)	m ³	6,70	\$ 125,60	\$ 841,52
Acero de Refuerzo (fy = 4200 kg/cm ²)	Kg	520,00	\$ 1,29	\$ 670,80
Geodren	m	1,00	\$ 14,29	\$ 14,29

Tubería de Drenaje (lloradero)	m	4,20	\$ 5,01	\$ 21,04
			Total	\$ 1.651,67

Tabla 5.28: Cuadro Comparativo de Costos de Muros.

Descripción	Costo Total	Porcentaje
Muro con geotextil	\$ 542,81	32,86%
Muro con geomalla	\$ 747,51	45,26%
Muro estructural	\$ 1.651,67	100,00%

CAPÍTULO 5. _____ 143

Aplicaciones. _____ 143

5. APLICACIONES. _____ 143

5.1. Estabilización con Geosintéticos. _____ 143

5.1.1. Muro Reforzado con Geotextil. _____ 143

5.1.2. Muro Reforzado con Geomalla. _____ 155

5.1.3. Terraplén Reforzado con Geotextil. _____ 163

5.1.4. Terraplén Reforzado con Geomalla. _____ 172

5.1.5. Sub-drenaje para Muros y Terraplenes. _____ 181

5.2. Estabilización Tradicional. _____ 185

5.2.1. Muro Estructural. _____ 185

5.3. Análisis de costos. _____ 204

Figura 5.1: Gráfico Explicativo. _____ 144

Figura 5.2: Ubicación de las ruedas. _____ 146

Figura 5.3: Dimensiones de muro reforzado con geotextiles. _____ 151

Figura 5.4: Fuerzas que actúan en un muro reforzado con geotextiles. _____ 152

Figura 5.5: Gráfico Explicativo. _____ 155

Figura 5.6: Dimensiones de muro reforzado con geomallas. _____ 160

Figura 5.7: Fuerzas del muro reforzado con geomallas. _____ 160

Figura 5.8: Gráfico Explicativo. _____ 163

Figura 5.9: Fuerzas del terraplén sin refuerzo. _____ 165

Figura 5.10: Longitudes Geométricas de los geotextiles. _____ 167

Figura 5.11: Dimensiones de los geotextiles del terraplén. _____ 169

Figura 5.12: Longitud final del refuerzo en la capa inferior. _____ 171

Figura 5.13: Gráfico Explicativo. _____ 172

Figura 5.14: Longitudes en la parte superior e inferior del Talud. _____ 175

Figura 5.15: Zonas de refuerzos del Talud. _____ 176

Figura 5.16: Ubicación de los refuerzos en el Talud. _____ 179

Figura 5.17: Fuerzas que actúan en un terraplén reforzado con geomallas. _____ 179

Figura 5.18: Ubicación del Drenaje. _____	184
Figura 5.19: Gráfico Explicativo. _____	185
Figura 5.20: Predimensionamiento del Muro Estructural. _____	187
Figura 5.21: Fuerzas que actúan en un Muro Estructural. _____	189
Figura 5.22: Ubicación de la Resultante. _____	194
Figura 5.23: Momentos en la Pantalla. _____	200
Figura 5.24: Armado Final. _____	203
Tabla 5.1: Esfuerzos Horizontales por Cargas Vivas. _____	146
Tabla 5.2: Espaciamientos de capas de geotextil (Ejemplo 1). _____	147
Tabla 5.3: Longitud de Empotramiento (Ejemplo 1). _____	148
Tabla 5.4: Longitud de Traslape (Ejemplo 1). _____	149
Tabla 5.5: Determinación de la longitud de capas de geotextil (Ejemplo 1). _____	150
Tabla 5.6: Espaciamientos de capas de geomalla (Ejemplo 2). _____	157
Tabla 5.7: Espaciamientos de capas de geomalla (Ejemplo 2). _____	158
Tabla 5.8: Determinación de la longitud de capas de la geomalla (Ejemplo 2). _____	159
Tabla 5.9: Determinación de la longitud de empotramiento (Ejemplo 3). _____	167
Tabla 5.10: Determinación de la longitud de capas del geotextil (Ejemplo 3). _____	168
Tabla 5.11: Valores finales de la longitud de capas del geotextil (Ejemplo 3). _____	169
Tabla 5.12: Profundidad de las capas de la geomalla (Ejemplo 4). _____	177
Tabla 5.13: Distribución de las capas de la geomalla (Ejemplo 4). _____	178
Tabla 5.14: Pesos y Momentos estabilizadores respecto A (Ejemplo 5). _____	190
Tabla 5.15: Pesos y Momentos Volcantes respecto A (Ejemplo 5). _____	190
Tabla 5.16: Empujes en Pantalla (Ejemplo 5). _____	200
Tabla 5.17: Momentos en Pantalla (Ejemplo 5). _____	200
Tabla 5.18: Momentos Máximos en Pantalla (Ejemplo 5). _____	200
Tabla 5.19: Cortantes Máximos en Pantalla (Ejemplo 5). _____	200
Tabla 5.20: Resumen de la Pantalla (Ejemplo 5). _____	202
Tabla 5.21: Resumen del Dedo y Talón (Ejemplo 5). _____	202
Tabla 5.22: Planilla y Resumen de Materiales (Ejemplo 5). _____	203
Tabla 5.23: Presupuesto referencial para Muro con Geotextil. _____	204
Tabla 5.24: Presupuesto referencial para Muro con Geomalla. _____	205
Tabla 5.25: Presupuesto referencial para Terraplén con Geotextil. _____	205
Tabla 5.26: Presupuesto referencial para Terraplén con Geomalla. _____	205
Tabla 5.27: Presupuesto referencial para Muro Estructural. _____	205
Tabla 5.28: Cuadro Comparativo de Costos de Muros. _____	206

CAPÍTULO 6.

Transcendencias de la Investigación

6. TRANSCENDENCIAS DE LA INVESTIGACIÓN.

6.1. Conclusiones.

- El método de estabilización de taludes más utilizado en el país, es el muro estructural de T invertida. El mismo, constituye un método de estabilización tradicional de alto costo.

- Los geosintéticos constituyen una nueva alternativa para la estabilización, que resulta eficiente desde el punto de vista técnico y económico.
- En términos de tiempo la construcción de un muro con geosintéticos puede ser significativamente más rápida que la construcción de muro estructural ya que el primero prescinde del uso de concreto, lo que representa menos tiempo.
- La acción conjunta entre suelo y geotextil o geomalla, propician que el suelo se convierta en elemento resistente en lugar de desestabilizador, como ocurre en los muros estructurales.
- La estabilización con geosintéticos puede realizarse con la utilización de geotextiles tejidos y geomallas uniaxiales. Para los casos de estudio analizados, se demostró que el empleo de geotextiles tejidos es económicamente más factible.
- En el proceso constructivo, la geomalla puede sufrir menos daños que el geotextil, en vista de que es más resistente.
- En general los diseños de muros no consideran la cohesión, o asumen que ésta equivale a 0. El presente proyecto, ha incorporado esta variable en todos sus análisis, demostrándose que es un factor importante y determinante en la estabilidad.
- Como en toda obra, el drenaje es un factor determinante, en la eficacia y durabilidad de la misma.
- La utilización de geotextiles en el país es limitada. En los últimos años, ha aumentado pero no de manera considerable. La utilización de geomallas en aplicaciones de refuerzo, es casi nula.

6.2. Recomendaciones.

- Se recomienda realizar la difusión del uso de geosintéticos, no solo desde el punto de vista comercial, como se ha hecho en el país; sino también desde el punto de vista técnico; ya que las ventajas en este aspecto son importantes. Dichas ventajas son:

- Es una tecnología amigable con el medio ambiente ya que disminuye la explotación de materiales no renovables.
- Evita y soluciona los problemas asociados a los métodos tradicionales de construcción.
- Como se menciona en las conclusiones reduce el tiempo y costo de ejecución de las obras.
- Al aumentar la vida útil de los proyectos, optimiza los recursos disponibles promoviendo así el desarrollo de más obras con la misma inversión.