

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Introducción

Cuando se trata de estabilizar en algún sitio cuya superficie presenta un perfil de suelos muy débiles, se hace necesario realizar sobre el mismo algún tipo de trabajo para crear una estructura capaz de mantenerse lo suficientemente estable como para soportar las cargas que impondrán sobre esta.

A veces, incluso, nos topamos con casos en los que los suelos son tan blandos que no son capaces de soportar, ni siquiera, el peso de un hombre. ¿Qué hacer entonces? Tradicionalmente, en estos casos, se opta por alguno de los siguientes dos caminos:

- **Excavar y retirar** una buena capa del suelo malo (Terraceo).
- **Estabilización con Estructuras** armadas como gaviones, de hormigón armado o prefabricado.

Sin embargo, estos métodos implican grandes costos de excavación y relleno, además, una cantidad de tiempo considerable para llevarlos a cabo.

Por qué no proponer una tercera opción, más rápida, más económica y de alto rendimiento.

Las Geogrillas y Geotextiles se colocan directamente sobre el terreno blando y refuerzan al mismo de manera tal de permitir la instalación de la plataforma de trabajo sin inconvenientes, en mucho menor tiempo, sin necesidad de excavaciones y/o rellenos extra y con la consiguiente reducción de costos.

1.2. Antecedentes.

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 la estabilización de taludes con geosintéticos, 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, 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 estabilización, 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.

1.3. 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 es el caso de varias vías en el departamento de Tarija. En tal sentido, ¿no es preferible tomar medidas de estabilización adecuadas a tiempo? Esto supone un significativo ahorro, que puede ser empleado en otras obras de infraestructura necesarias en. 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 estabilización, con 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. Objetivo del Proyecto

1.4.1. Objetivo General

El objetivo principal del estudio es el de definir las tecnologías de estabilización de taludes, específicamente aquellas que involucran la utilización de geosintéticos utilizando principios generales y metodologías que demuestren ser más económica, de fácil construcción y totalmente ecológica para la estabilización sin necesidad de entrar en detalle en cada uno de las otras metodologías existentes y que tradicionalmente son usados, pero sobre todo sin perder objetividad.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Estudiar las diversas tipologías de estabilización que actualmente se emplean en obras de infraestructura viaria, definiendo los métodos de diseño para su posterior dimensionamiento.
- Identificar, estudiar y definir el material compuesto más adecuado, a ser empleado en el diseño de estas obras de infraestructura viaria.

- 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. Medios

Los medios a utilizar para el presente proyecto son:

- Para la topografía se usara estación total para el levantamiento topográfico
- En la toma de muestras del lugar se utilizaran herramientas como pico, pala, transporte
- Para el análisis de suelos, granulometría, límites, densidad, peso específico será necesario el uso del laboratorio de suelos.
- Para la definición de la geometría refuerzo, parámetros de cargas y verificaciones se utilizara la bibliografía necesaria.
- Utilización de software para la realización de los planos como AUTOCAD ó CIVIL3D.

1.6. Metodología

Para el desarrollo del presente Proyecto de Grado, se ha empleado la siguiente metodología con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos planteados anteriormente:

(1) Se ha definido el estado actual del conocimiento sobre la estabilidad de taludes que son empleadas en obras de ingeniería y, en especial, orientadas a su uso en obras de infraestructura viaria. Para ello, se ha recopilado información bibliográfica referente a este tema, la cual ha sido extraída de libros clásicos de mecánica de suelos y artículos de revistas especializadas. Así también, fueron consultados manuales de diseño y normativa vigente, tanto a nivel nacional como internacional, y diversos sitios Web de interés científico.

Se estudiaron los diversos métodos de cálculo empleados los cuales han sido aplicados, posteriormente, al dimensionamiento de estas estructuras a base de materiales compuestos.

(2) Se ha definido el material compuesto más adecuado para su empleo en obras de infraestructuras viarias.

Inicialmente, se ha abordado el estado actual del conocimiento de los materiales compuestos mediante el estudio y análisis de diversas bibliografías especializadas en el tema. Al igual que en el punto anterior, se ha estudiado documentación relativa a libros, artículos de revistas especializadas y sitios Web de interés científico, focalizando el conocimiento en el estudio de aplicaciones a la ingeniería y, especialmente, a la geotecnia.

El estudio de esta documentación ha permitido identificar los principales materiales empleados en el diseño de los *materiales compuestos* (fibra y matriz), las formas de procesado y las características estructurales que presentan para su empleo en aplicaciones a la ingeniería.

Con la identificación de los diversos materiales compuestos se han preparado cuadros comparativos de ventajas y desventajas, considerando los aspectos físicos, químicos, mecánicos y de costes, tanto de los materiales como de los tipos de fabricación. A partir de estos antecedentes, se ha definido el material compuesto más idóneo para su empleo.

Definido el material compuesto, se ha procedido a la selección de método para estabilizar con geosintéticos como se sita en el objetivo, donde sea posible su aplicación. Para efectuar dicha selección, se ha realizado un análisis técnico y económico.

Como resultado de este objetivo, se ha desarrollado el tercer capítulo del Proyecto, en el cual ha quedado definida la estructura y el material compuesto seleccionado.

(3) Se propondrá un prototipo de estructura con materiales compuestos, para su posterior aplicación y evaluación de su comportamiento tenso-deformacional.

1.7 Alcance

A través de este proyecto de investigación, se estudiará el desarrollo de una nueva aplicación de los materiales compuestos en la industria de la construcción, mediante el diseño de estructuras en base a estos materiales. Se evaluarán distintas posibilidades de solución (muros de tierra mecánicamente estabilizada, o estabilización de taludes o terraplenes), a partir del análisis del comportamiento geotécnico de dichas estructuras y de su interacción con el

terreno, y se propondrá, finalmente, un prototipo que pueda ser utilizado en obras de infraestructura viaria.

1.7.1. Alcance Por Capítulos Del Proyecto.

Introducción.

En este primer capítulo se pretende dar una breve introducción de antecedentes, también se justificará la elección del tema y se hablará sobre los objetivos que se pretenden alcanzar con la realización del tema planteado.

Otro aspecto importante que se tocará en esta primera parte se refiere a la metodología de estudio que se utilizará en el proyecto.

Aspectos Generales Y Métodos De Estabilización Con Geosintéticos

En este capítulo se realizará un estudio minucioso sobre generalidades en carreteras y conceptos de taludes, se analizará los fundamentos sobre deslizamientos de cómo estos intervienen en la estabilidad de taludes. Se hablará de las características tanto de suelos estables como de suelos inestables, de factores externos como el viento, sismo, agua y sobrecargas, y de cómo estos factores intervienen en la inestabilidad de un talud.

Estabilidad De Taludes Con Geogrillas Y Geotextiles

Con el seleccionado del talud y con toda la información del mismo, procedemos a la aplicación que es netamente práctica.

Ya realizado el estudio de suelos, nos abocamos a obtener los parámetros de diseño que requiere el método elegido; primero hacemos un análisis global del talud actualmente.

Se analizara el método de estabilidad de taludes que nos dará resultados óptimos para dar soluciones al problema.

Se expondrá el cálculo y resultados correspondientes para la obra de estabilización de taludes.

Conclusiones y Recomendaciones.

Para esta última parte se darán las conclusiones y recomendaciones necesarias sobre este estudio de estabilización de taludes. Se dará a conocer los óptimos resultados de la obra de estabilización como solución esperando que este trabajo aporte de manera fundamental a los

ingenieros que se dedican al diseño de carreteras y también a la sociedad, ya que una optimización en el diseño de taludes es una optimización de recursos económicos, además de que se estaría brindando más seguridad y confiabilidad a los usuarios al poder controlar los derrumbes o deslizamientos provocados por una falla de talud.

CAPÍTULO II

ASPECTOS GENERALES Y MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN CON GEOSINTÉTICOS

2.1. Generalidades.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, con sus exigencias crecientes, obliga a grandes movimientos de tierras que dan lugar a la aparición de taludes de gran tamaño.

La palabra TALUD se ha venido utilizando para identificar esos diferentes tipos de terreno, y aunque quizás su utilización, en el sentido expresado, no sea totalmente correcta, si ha resultado útil. El término talud se trata de toda aquella superficie más o menos inclinada con respecto a la horizontal que hayan de adoptar “permanentemente” las masas de suelo o roca, estas inclinaciones se dan en forma natural (laderas) o por la intervención humana (cortes y terraplenes).



FIGURA 2.1 Ladera (forma natural)

FUENTE: Propia

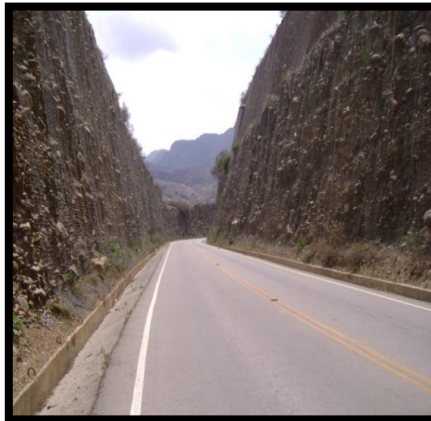


FIGURA 2.2 Corte (intervención humana)

FUENTE: Propia

Tanto por el aspecto de inversión, como por las consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado en el diseño y construcción de las carreteras, redes ferroviarias e incluso las obras de arte hidráulicas, ya que requieren de métodos o formas que garanticen el cuidado de las mismas, ya sea por el aspecto económico o por las consecuencias que derivan de la falla del talud.

Dentro de las características más importantes debemos tomar en cuenta a los suelos estables y los suelos inestables, así como los factores que intervienen en la inestabilidad, factores en

su mayoría naturales como el agua, el viento, el sismo y las sobrecargas, que son actores directos que afectan negativamente la estabilidad de un talud.

2.2. Características De Los Taludes En Carreteras.

Los taludes en carreteras sobre todo en zonas montañosas se caracterizan por ser muy susceptibles a sufrir deslizamientos de tierra, debido a que generalmente se reúnen elementos como la topografía, la sismicidad, la meteorización, y las lluvias intensas.

Un talud o una ladera son una masa de tierra que posee pendiente o cambios de altura significativos, no es plana y tienen como origen un proceso artificial en el caso del talud, y un proceso natural en el caso de una ladera.

Las laderas que han permanecido estables por mucho tiempo pueden llegar a fallar debido a los cambios topográficos que el hombre provoca; la sismicidad que es un factor netamente natural; flujos de agua subterráneos; cambios en la resistencia del suelo; la meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifican el estado natural de estabilidad de cualquier talud o ladera.

Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: los terraplenes, los cortes en laderas naturales y los muros de contención. Además se pueden presentar también combinaciones de los diversos tipos de taludes o ladera.

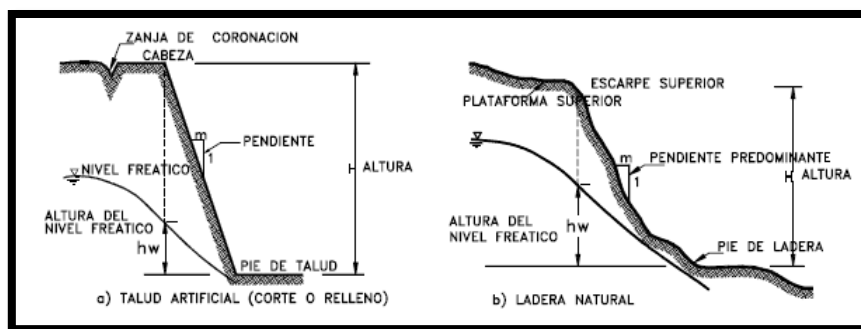


FIGURA 2.3 Nomenclatura de taludes y laderas

FUENTE: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 2

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos que debemos conocer para poder comprender mejor su funcionamiento: altura, pie, cabeza o escarpe, altura del nivel freático y la pendiente.

- *Altura*

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

- *Pie*

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior del talud.

- *Cabeza o Escarpe*

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior del talud

- *Altura de Nivel Freático*

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

- *Pendiente*

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m/1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Ejemplo: Pendiente: 45° , 100%, o 1H: 1V.

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

2.3.Fundamentos Sobre Deslizamientos.

En la actividad de construcción de obras viales, regularmente se enfrenta el problema de experimentar deslizamientos de laderas o taludes; ya sea en formaciones naturales o, en partes de obras construidas; de tal forma que, se puede argumentar que los deslizamientos en general, pueden ocurrir en formaciones topográficas naturales y las provocadas por la acción de construcción de proyectos de infraestructura.

Es importante entonces, definir un marco de referencia lógico que sirva a los profesionales que desarrollan actividades en el ámbito vial; considerando que la base teórica para el análisis de ingeniería de los deslizamientos es conocida y practicada por el sector profesional.

En ese sentido, es imprescindible arribar a un consenso con la utilización del idioma para la identificación de la tipología de los deslizamientos, para la enumeración y descripción de sus componentes; sobre los métodos de análisis de las fallas que los provocan, de las condiciones por las que provoca; y más importante aún, arribar a un consenso sobre una metodología para la identificación, clasificación y mitigación de los deslizamientos.

Con ese criterio, en adelante se desarrolla en forma general, lo correspondiente a la llamada teoría de los deslizamientos.

2.3.1. Definición

Un deslizamiento se puede definir como el movimiento de una masa de suelos provocado por la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de un eje o superficie de falla.

Los deslizamientos pueden ocurrir en laderas constituidas naturalmente y en laderas o taludes producidos por intervención de construcción; a su vez, ocurren en suelos en condiciones de drenaje y sin drenaje, en forma muy general.

2.3.2. Morfología Y Componentes De Un Deslizamiento

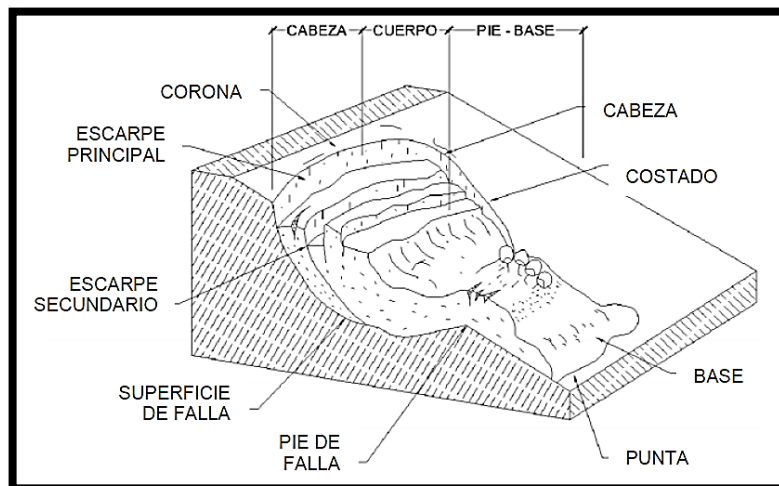


FIGURA 2.4. Nomenclatura de un deslizamiento

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 24

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente a movimientos hacia abajo y hacia fuera de los materiales que la conforman. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba mientras otros se mueven hacia abajo. En general, las partes de un deslizamiento son:

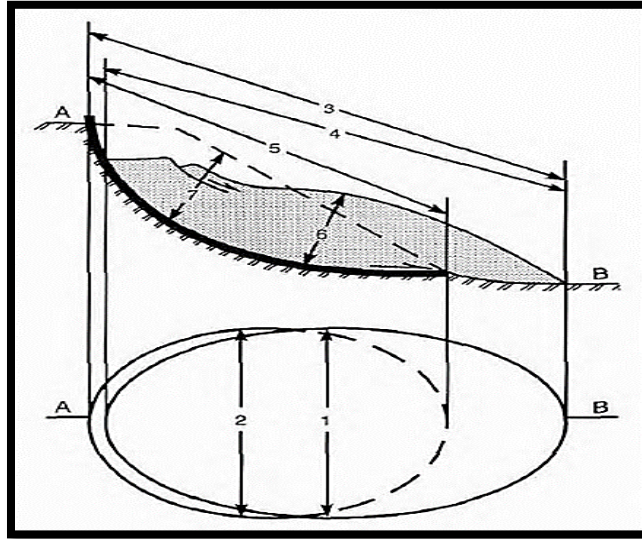
- **Escarpe principal:** Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia de área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla
- **Escarpe secundario:** Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.
- **Cabeza:** Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- **Cima:** El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- **Corona:** Zona de forma corrientemente circular donde el material que se encuentra en el sitio, está prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.
- **Superficie de falla:** Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.
- **Pie de la superficie de falla:** La línea de intersección (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- **Base:** El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.
- **Punta o uña:** El punto de la base que se encuentra más alejado de la cima.
- **Costado o flanco:** Un lado (perfil lateral) del movimiento.
- **Superficie original del terreno:** La superficie que existía antes de que se presentara el deslizamiento.
- **Derecha e izquierda:** Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

2.3.3. Dimensiones De Un Deslizamiento

Para dimensionar un deslizamiento, se debe auxiliar de la técnica y tecnología de agrimensura (topografía).

FIGURA 2.5. Dimensiones de los movimientos

FUENTE: Propia



1. Anchura de la masa desplazada: Es la máxima extensión de la masa desplazada, la cual es perpendicular a su longitud.
2. Anchura de la superficie de ruptura: Máxima extensión entre los flancos del movimiento, la cual es perpendicular a su longitud.
3. Longitud total: Distancia mínima entre el margen superior y la corona
4. Longitud de la masa desplazada: Distancia mínima del margen superior al margen inferior.
5. Longitud de la superficie de ruptura-distancia: Mínima desde el extremo inferior de la superficie de ruptura hasta la corona.
6. Profundidad de la masa desplazada: Máxima profundidad de la masa desplazada medida perpendicularmente en relación con el plano formado por la anchura y la longitud de la masa desplazada.
7. Profundidad de la superficie de ruptura: Máxima profundidad de la superficie de ruptura en relación con la superficie original, la cual se mide perpendicularmente al plano formado por la anchura y la longitud de la superficie de ruptura.

2.3.4. Tipos De Deslizamientos

La tipología de los deslizamientos, ha sido un tema de discusión donde se plantea la interrogante sobre cómo debe ser su clasificación; al respecto, se puede mencionar que, lo más lógico debe ser que su clasificación debe basarse por el tipo de falla que los provoca;

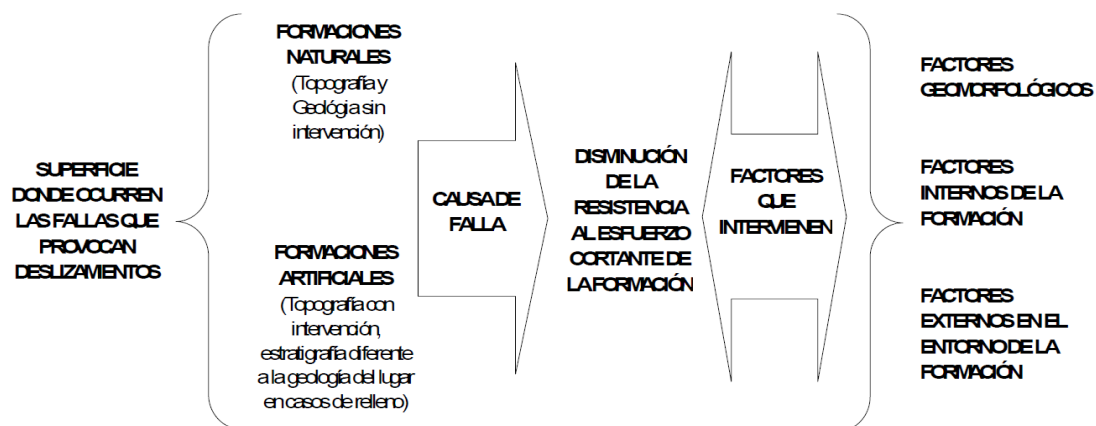
importante también es identificar el tipo de superficie donde ocurren las fallas y los deslizamientos, sobre este tópico, puede mencionarse que, existen dos tipos generales de superficies, las que son las superficies naturales (definidas por la geología y topografía del lugar en su estado normal), y las superficies provocadas artificialmente (definidas por las intervenciones en las superficies naturales).

En nuestro caso, por las intervenciones efectuadas durante los procesos constructivos de obras viales.

En la diversidad de bibliografía técnica, existe variación en los enunciados para la identificación de fallas y modismos lingüísticos locales para la clasificación de los deslizamientos; a continuación se presenta esquemas donde se resume esta circunstancia.

FIGURA 2.6. Superficie donde ocurren las fallas que provocan deslizamientos

FUENTE: Propia



2.3.5. Factores Geomorfológicos

Dentro de los factores geomorfológicos se encuentran:

- Topografía de los alrededores y geometría del talud
- Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

2.3.6. Factores Internos De La Formación

Dentro de los factores internos se encuentran:

- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes
- Estado de esfuerzos actuantes.

2.3.7. Factores Externos En El Entorno De La Formación

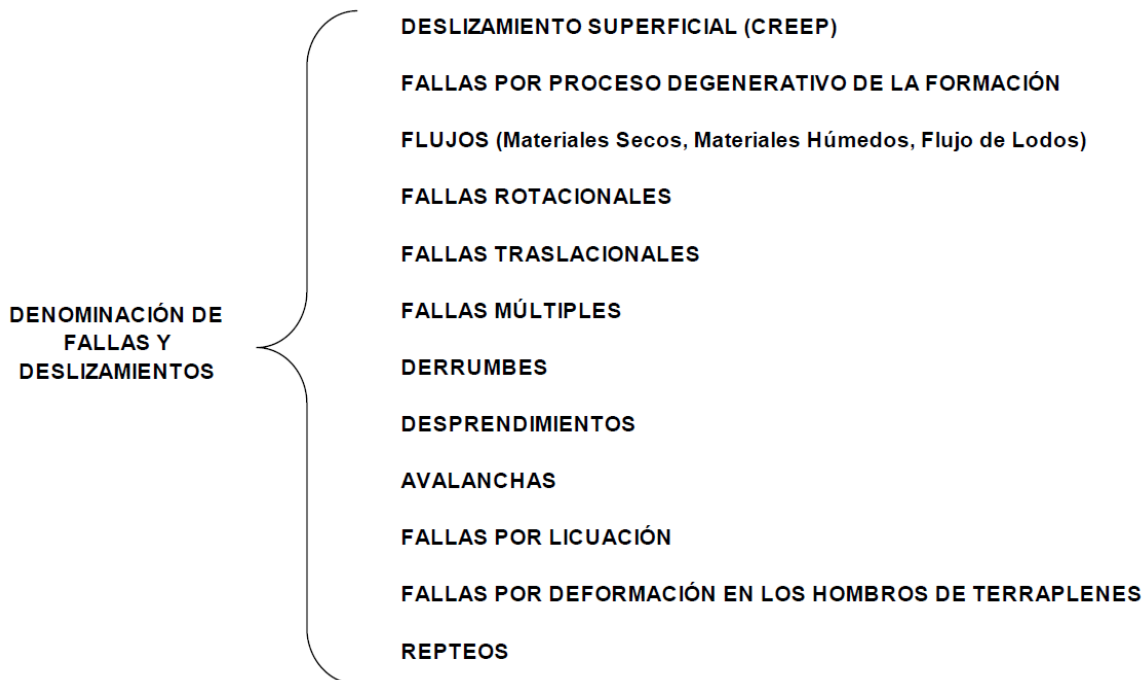
Se encuentran los siguientes:

- Factores climáticos y concretamente el agua superficial y subterránea.

Debido a esa diversidad de denominaciones, se puede utilizar la siguiente denominación:

FIGURA 2.7. Denominación de fallas y deslizamientos

FUENTE: Propia



2.3.7.1. Deslizamiento Superficial (Creep)

Asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep). Esta falla se refiere al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

El deslizamiento superficial suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. El deslizamiento superficial suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera debajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año.

En rigor debe hablarse de dos clases de creep, según ha señalado Terzaghi (1948), el estacional que afecta la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los

cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado. Y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero que en mayor o menor grado existe siempre, producirá movimientos que podrán variar con la época del año, el segundo se manifestara por movimientos prácticamente constantes. El espesor de la capa superficial a la que afecta el creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro.

No están claras todavía las causas por las que la ladera natural particular pueda entrar en un creep masivo, a causa del cual una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo, se ha hablado de una resistencia fundamental que representaría un límite tal que si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se produciría el creep masivo.

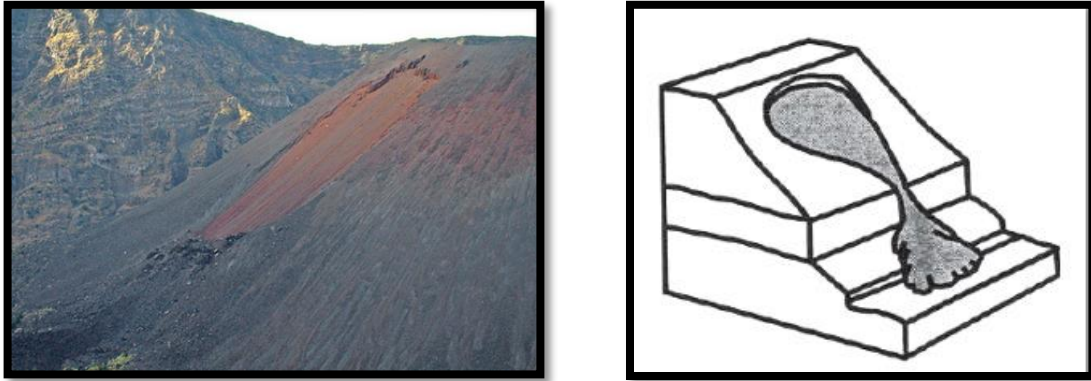
Aun cuando no están del todo definidos los conceptos de resistencia fundamental o las causas del creep, parece cierto que este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, esto fue establecido por Griggs (1936) y por Bishop (1950) quien al realizar pruebas triaxiales drenadas en arcillas comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla. También parece razonable pensar que el mecanismo superficial de estos deslizamientos esté relacionado con la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

2.3.7.2. Deslizamiento Rotacional

Tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma ap

FIGURA 2.8. Rotura típica con forma de cuchara

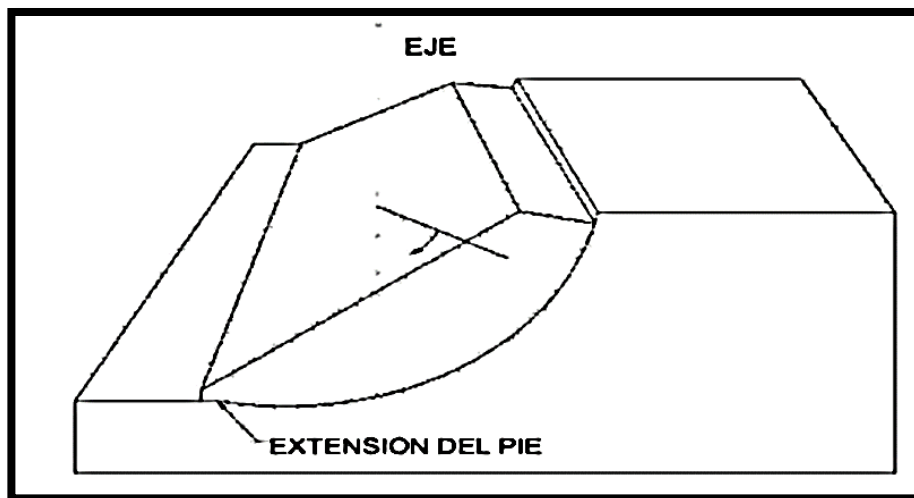
FUENTE: Propia



El movimiento tiene una naturaleza rotacional alrededor de un eje dispuesto paralelamente a la ladera o talud

FIGURA 2.9. Rotura típica con forma cilíndrica

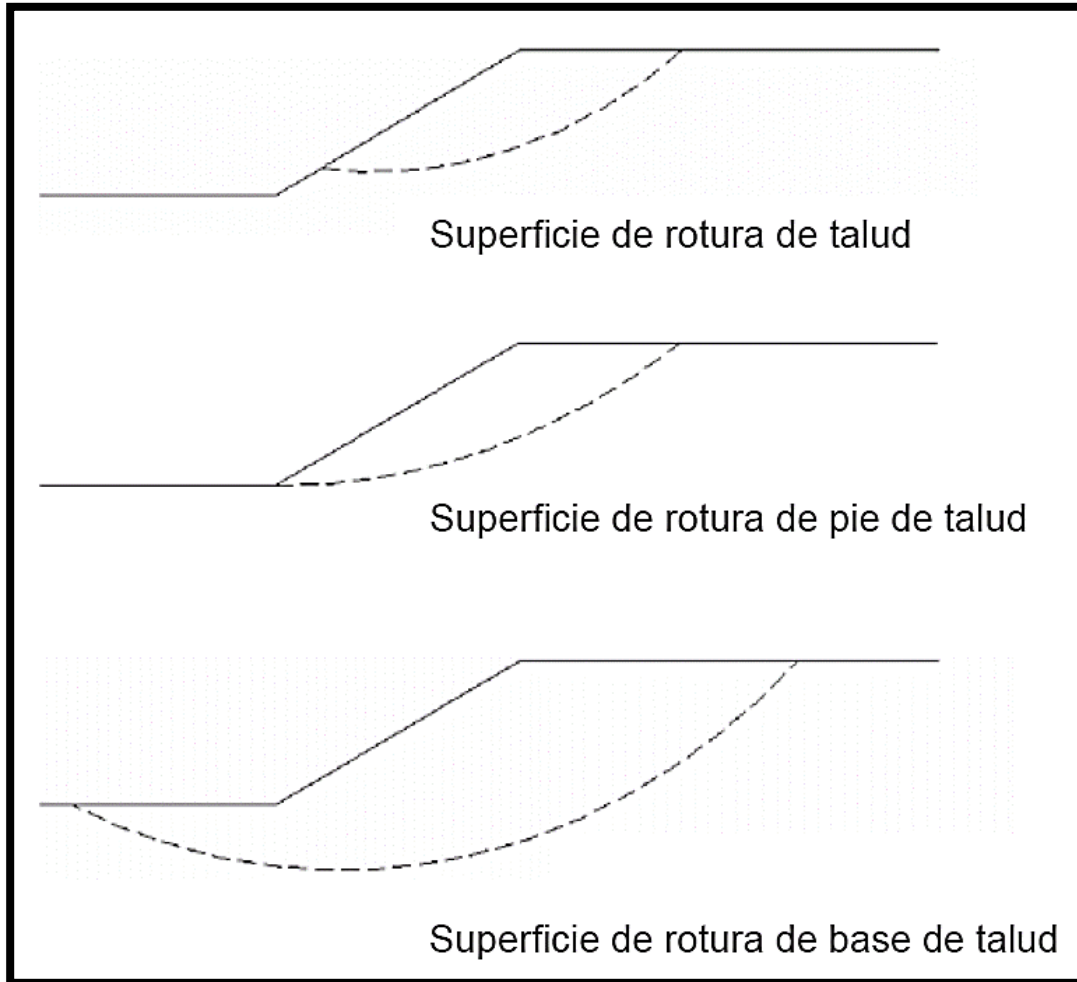
Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 17



La salida de las superficies circulares sobre las que se produce la rotura puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc.

FIGURA 2.10 Diferentes superficies circulares de rotura

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 17

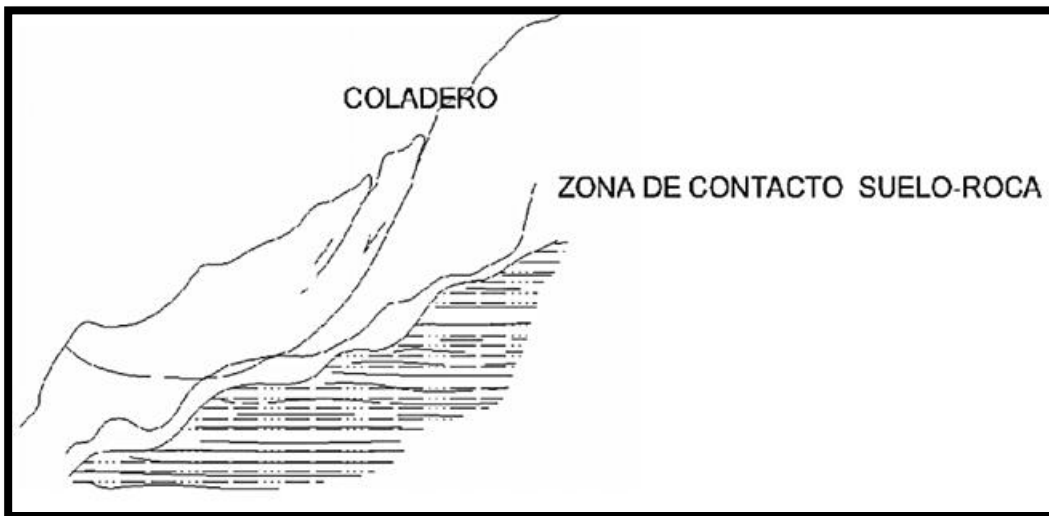


Si la superficie de rotura corta al talud por encima de su pie, se denomina superficie de rotura del talud. Cuando la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base de dicho talud, recibe el nombre de superficie de rotura de pie de talud.

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

FIGURA2.11. Deslizamiento rotacional en un suelo

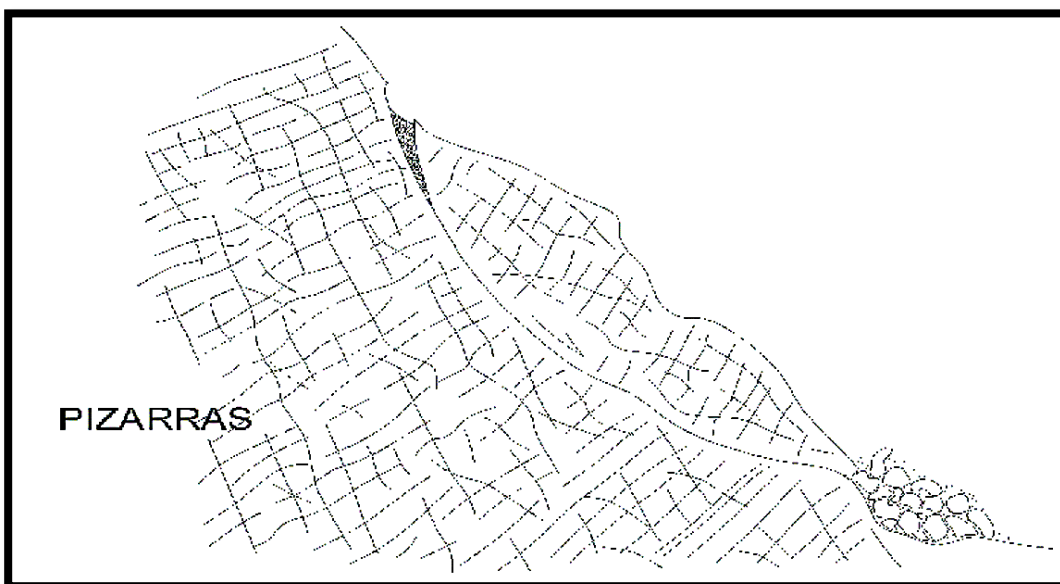
Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 18



La velocidad de estos movimientos varía de lenta a moderada, tiene gran influencia la inclinación de la superficie de rotura en el pie del deslizamiento.

FIGURA 2.12. Deslizamiento rotacional en macizo rocoso muy fracturado

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 18

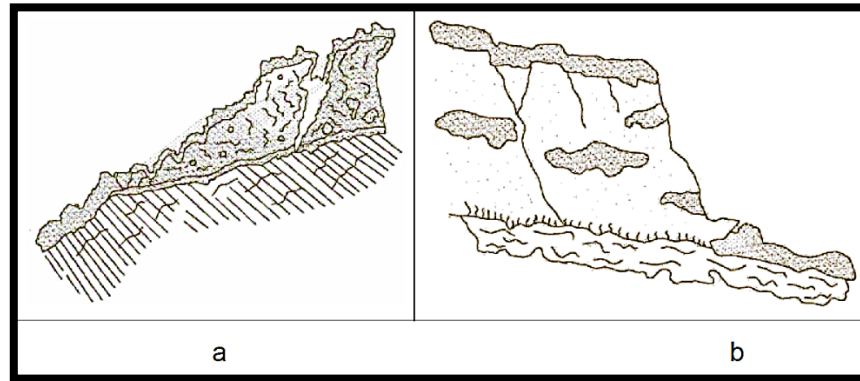


2.3.7.3. Deslizamiento Traslacional

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación.

FIGURA 2.13. (a) Deslizamiento traslacional en suelo y (b) Deslizamiento traslacional en el contacto suelo-roca

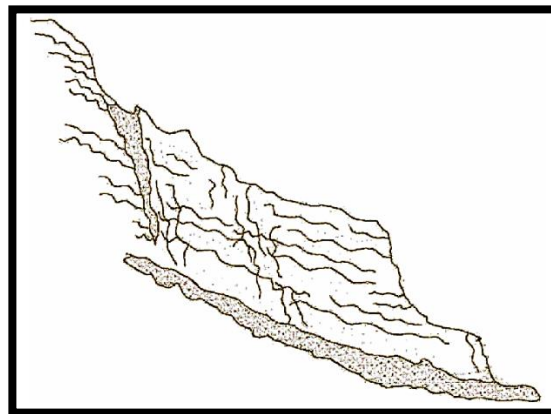
Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 18



Comúnmente el movimiento de la masa (material) deslizada hace que esta quede la superficie original de terreno. Los deslizamientos traslacionales están controlados por discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc.), influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferentes naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de relleno en discontinuidades, etc. Generalmente se desarrollan en macizos rocosos, con discontinuidades bien marcadas.

FIGURA 2.14. Deslizamiento traslacional en macizo rocoso

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 19



Los desprendimientos son causados por socavación de taludes debido a los cortes que se realizaron para la ampliación de la sección típica y a la erosión de quebradas. En macizos

rocosos son causados por socavación debido a la erosión. En algunos casos los desprendimientos son el resultado de meteorización diferencial.

Los desprendimientos o caídas son relevantes desde el punto de vista de la ingeniería, porque la caída de uno o varios bloques puede ocasionar daños a estructuras o a otros taludes que se encuentren en la parte inferior y podría originar una destrucción masiva. Los desprendimientos se producen comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados. Generalmente, antes de la falla ocurre un desplazamiento, el cual puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión.

FIGURA 2.15. Desprendimiento de bloques

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 12

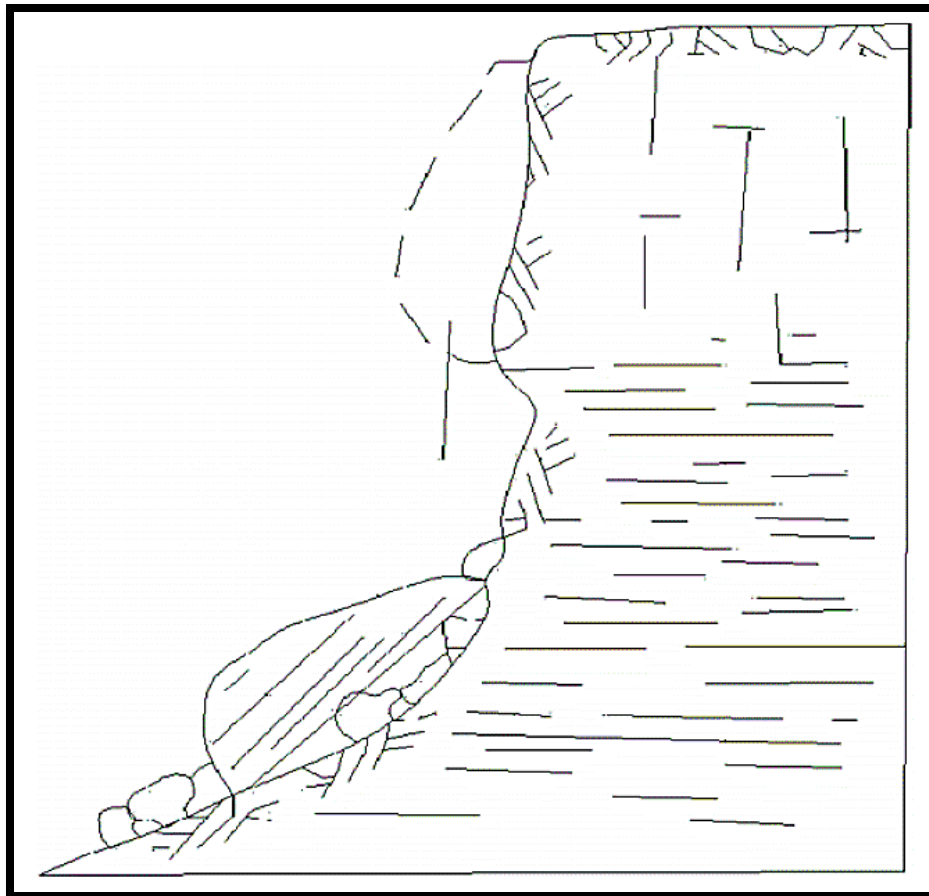
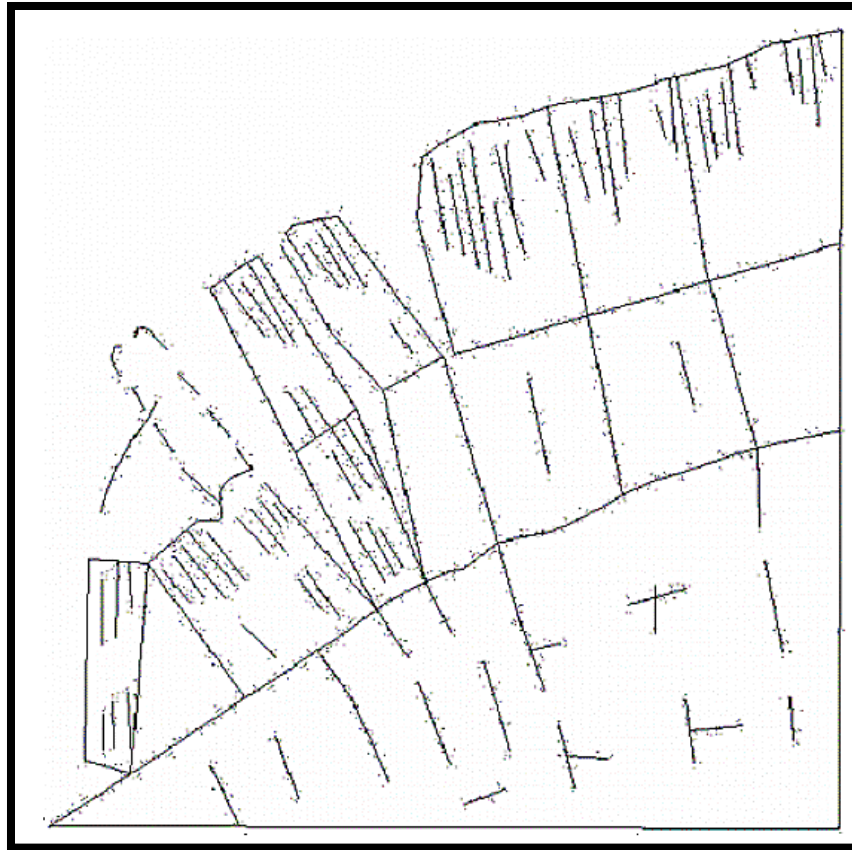


FIGURA 2.16. Volcadura de bloques

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 16



2.3.7.4. Derrumbes

- ✓ Vulnerabilidad de los sistemas de agua potable frente a deslizamientos.

Los derrumbes se encuentran asociados a fallas en suelos y rocas, y de acuerdo con la forma de la superficie de falla se subdividen en rotacionales y planares.

- ✓ Derrumbes planares

Los derrumbes planares consisten en el movimiento de un bloque (o bloques) de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana bien definida. Estos derrumbes pueden ocurrir lenta o rápidamente.

Los deslizamientos planares en macizos rocosos consisten en el deslizamiento como una unidad o unidades (bloques) talud bajo, a lo largo de una o más superficies planas. También se puede generar una falla de cuña a lo largo de la intersección de dos planos, consistente de uno o varios bloques.

Los deslizamientos en bloque pueden ser destructivos especialmente en regiones montañosas donde los deslizamientos masivos de roca resultan desastroso y en muchos casos pueden ser prevenidos.

FIGURA 2.17. Deslizamiento planar en macizo rocoso

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 19

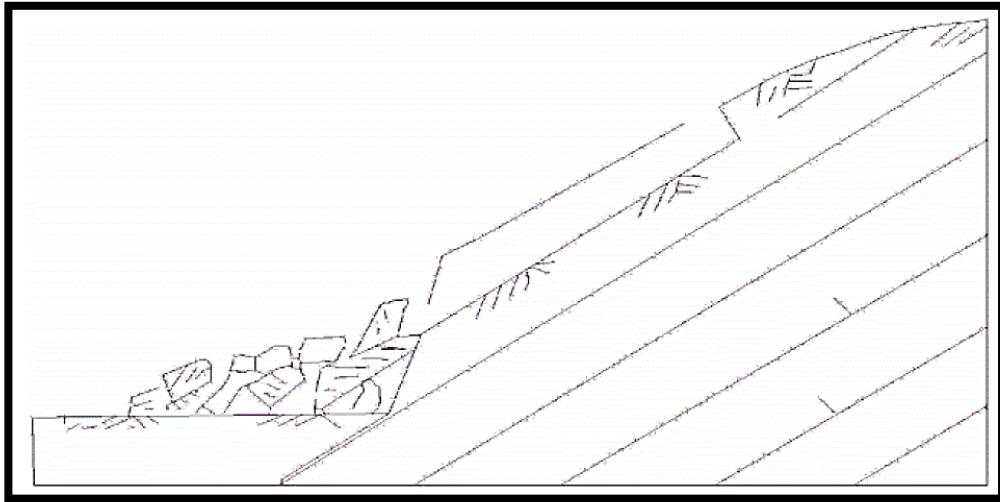
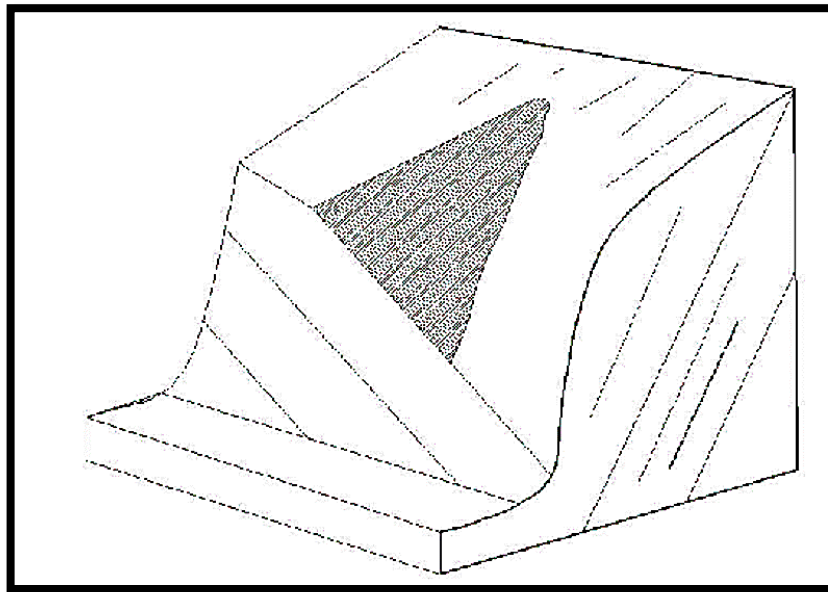


FIGURA 2.18 Deslizamiento en forma de cuña

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 19



Los deslizamientos planares suelen ocurrir en:

- Rocas sedimentarias que tengan un buzamiento similar o menor a la inclinación de la cara del talud.

- Discontinuidades, tales como fallas, foliaciones o diaclasas que forman largos y continuos planos de debilidad que interceptan la superficie del talud.
- Intersección de diaclasas o discontinuidades que dan como resultado la falla de un bloque de un bloque en forma de cuña.

En general, durante los periodos iniciales de la falla se generan grietas de tracción con un pequeño desplazamiento, luego se pueden observar escarpes frescos que dejan los bloques con posterioridad al movimiento. En algunos casos, este movimiento deja sin vegetación la zona deslizada y los escombros quedan expuestos al pie del talud.

✓ Derrumbes rotacionales

Los derrumbes rotacionales tienden a ocurrir lentamente en forma de cuchara y el material comienza a fallar por rotación a lo largo de una superficie cilíndrica; aparecen grietas en la cresta del área inestable y abombamientos al pie de la masa deslizando. Al finalizar, la masa se desplaza sustancialmente y deja un escarpe en la cresta.

La principal causa de este tipo de falla es el incremento de la inclinación del talud, meteorización y fuerzas de filtración; sus consecuencias no son catastróficas, a pesar de que el movimiento puede causar severos daños a estructuras que se encuentren en la masa deslizando o sus alrededores. Cuando se presentan algunos signos tempranos de falla los taludes pueden ser estabilizados.

En las etapas tempranas del deslizamiento se forman grietas de tensión, luego de la falla parcial se genera una serie de pequeños hundimientos y escarpes, y al momento de la falla total se pueden apreciar varios escarpes en la superficie además de grietas de tensiones concéntricas y profundas, así como una gran masa de material incoherente al pie del talud.

✓ Deslizamiento lateral y falla progresiva

Los deslizamientos laterales son una forma de falla planar que ocurre en suelos y rocas. La masa se deforma a lo largo de una superficie plana que representa una zona débil, los bloques se separan progresivamente por tensión y retroceden.

Este tipo de falla es común en valles de ríos y se asocia también con arcillas firmes y duras fisuradas, lutitas y estratos con buzamiento horizontal y una zona continua de debilidad.

Los deslizamientos laterales pueden activarse repentinamente por eventos sísmicos. Sin embargo, bajo acciones gravitacionales se generan grietas de tensión.

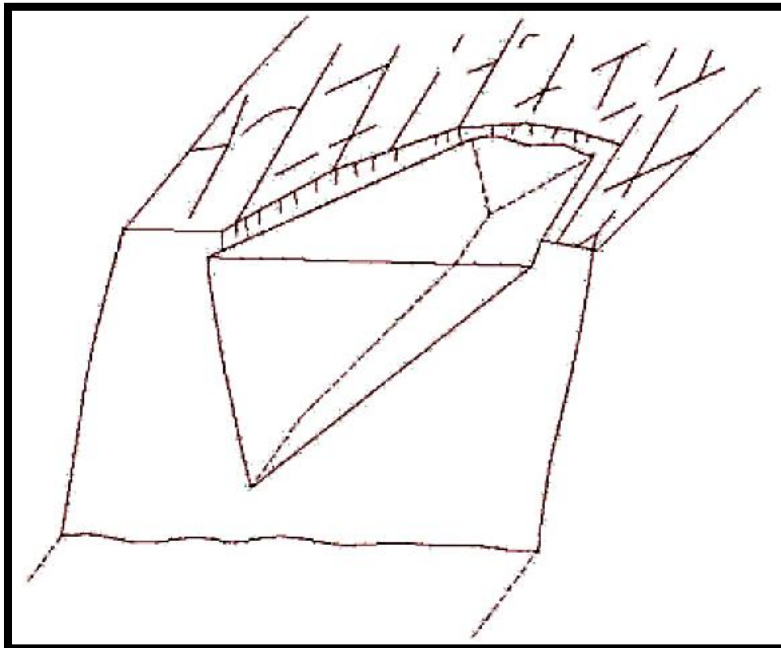
✓ Deslizamiento de escombros

En los deslizamientos de escombros, una masa de suelo o mezcla de suelo y fragmentos de roca se mueven como una unidad a lo largo de superficies planas con alta inclinación. Estos deslizamientos ocurren de manera progresiva y pueden convertirse en avalanchas o flujos. Las principales causas de deslizamientos de escombros son el incremento de las fuerzas de filtración y la inclinación del talud. Así como lo demuestran los controles de lluvia que se llevan de acuerdo a registros y a la ocurrencia de este tipo de deslizamiento es común en suelos residuales y depósitos coluviales que reposan sobre una superficie de roca.

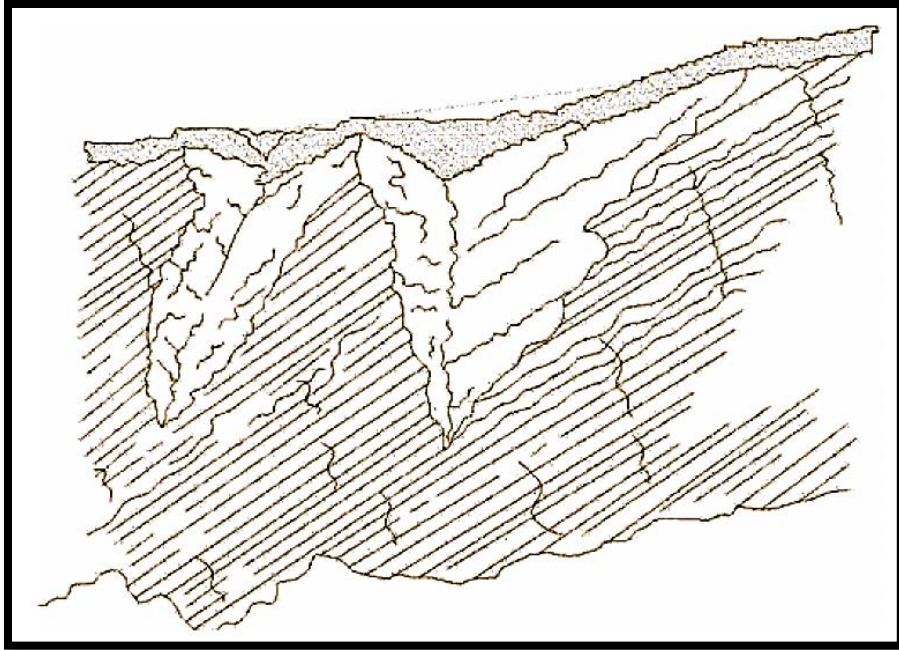
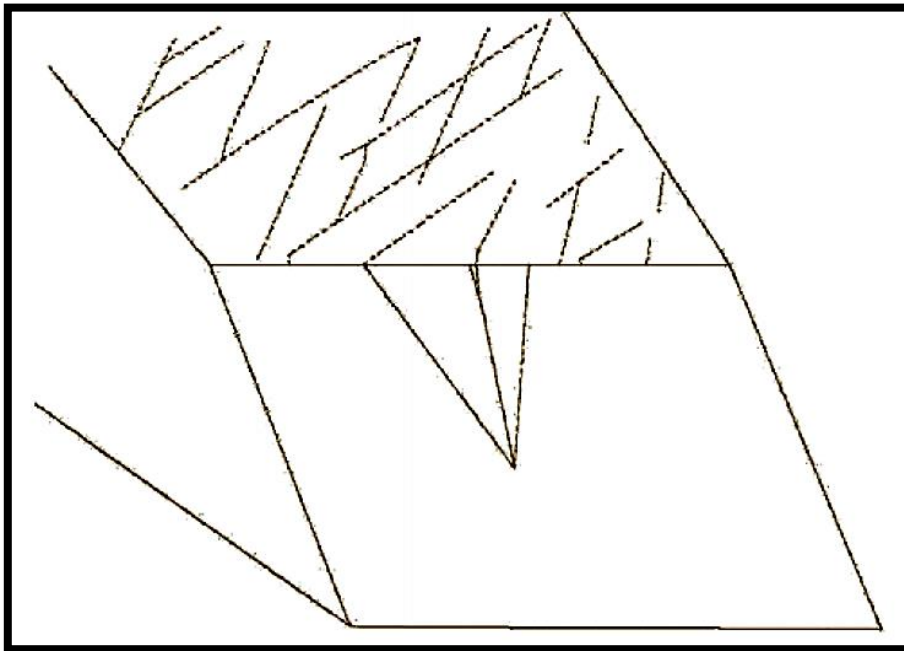
El progreso de estos dos deslizamientos tiende a ser indefinido, siempre que la inclinación de la superficie de deslizamiento sea lo suficientemente grande, y la resistencia al corte, inferior a las fuerzas desestabilizadoras. Existen deslizamientos traslacionales de gran variedad, formados por la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad.

FIGURA 2.19. Cuña directa con grieta de tracción

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 19



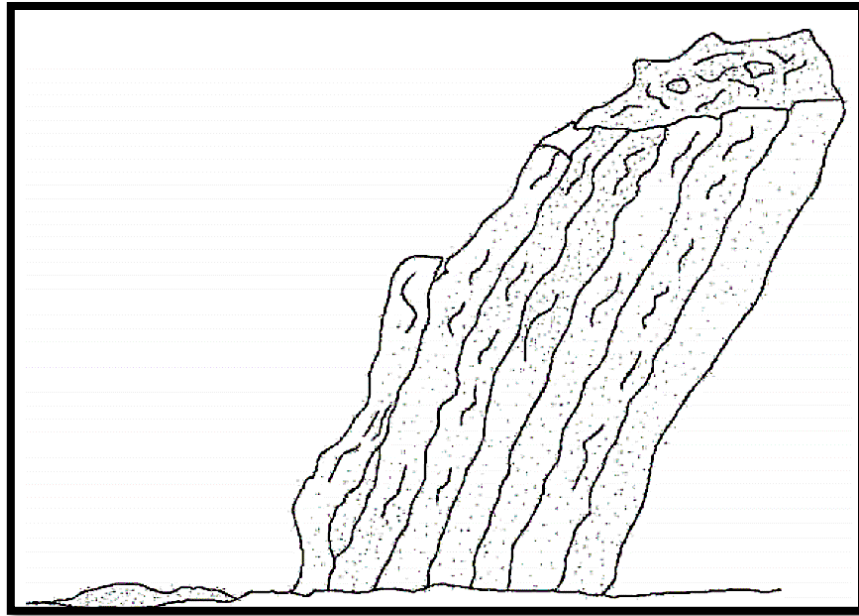
Si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denominan cuñas directas. Cuando la inclinación es hacia el mismo sentido reciben el nombre de cuñas inversas.

FIGURA 2.20. Cuña inversa**Fuente:** Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 19**FIGURA 2.21.** Cuñas directas**Fuente:** Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 20

Cuando coinciden una serie de condiciones estructurales y geométricas determinadas en un macizo rocoso, pueden aparecer deslizamientos peculiares denominados pandeos “buckling”

FIGURA 2.22. Pandeo por flexión de placas lisas

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 20



Este fenómeno aparece cuando la estratificación es subvertical y existe gran diferencia, entre al menos dos de las tres dimensiones que definen geoméricamente la estructura. Si existe una serie de diaclasas seudo ortogonales a la estratificación pueden producirse pandeos por flexión de placas fracturadas.

FIGURA 2.23. Pandeo por flexión de placas fracturadas

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 21

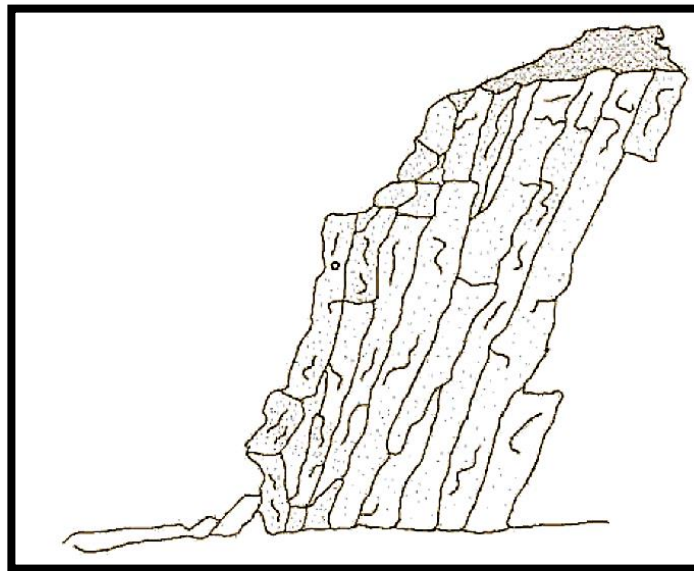
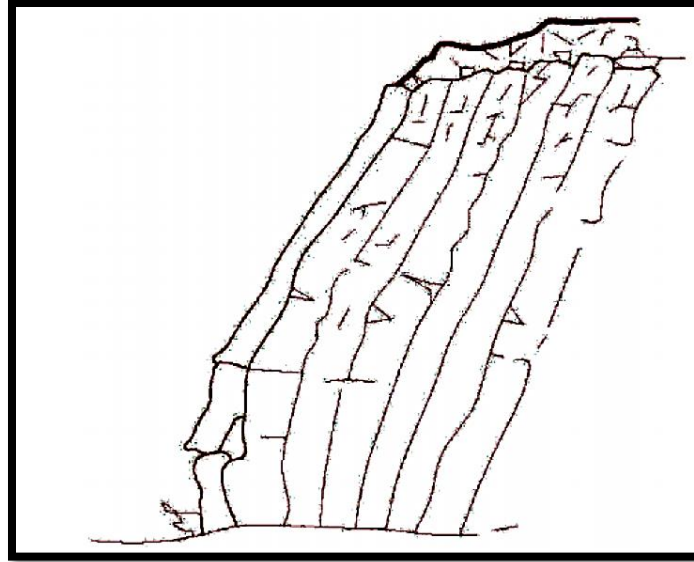


FIGURA 2.24. Pandeo por flexión de placas curvas y fracturadas

Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes, pág. 21



2.3.8. Resistencia Al Corte De Los Suelos

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante es un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales. Las rocas y suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \quad (\text{Para suelos saturados})$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' (\mu - \mu_a) \tan \phi'' \quad (\text{Para suelos parcialmente saturados})$$

Donde:

- τ : esfuerzo de resistencia al corte (T/m²)
- c' : cohesión o cementación efectiva (T/m²)
- σ : esfuerzo normal total (T/m²)
- μ : presión del agua intersticial o de poros (T/m²)
- μ_a : presión del aire intersticial (T/m²)
- ϕ' : Ángulo de fricción interna del material (°)
- ϕ'' : Ángulo de fricción del material no saturado (°)

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia de agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de

poros que se sustraen del valor de la presión normal. A la presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ' .

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

ϕ : ángulo de fricción para presiones efectivas

c' : cohesión para presiones efectivas

2.3.8.1. Ángulo De Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento en forma de **$\tan \phi'$** . Este depende de varios factores como el tamaño de los granos, la forma de los mismos, la distribución de tamaños y la densidad.

2.3.8.2. Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas del suelo y es usada en mecánica de suelos para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión. En suelos fundamentalmente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina suelos no cohesivos.

2.3.8.3. Cohesión Aparente

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

2.3.8.4. Principio De Las Presiones Efectivas

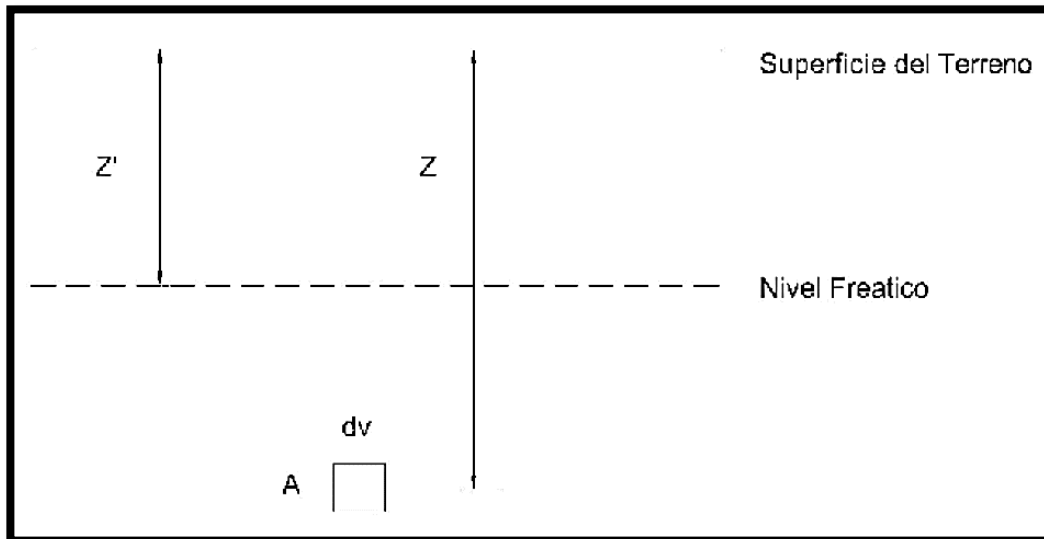
Si se considera un elemento de volumen infinitesimal dentro de una masa de suelo, por debajo del nivel freático, se tiene que el agua que hay en su interior está soportando una presión debida a su propio peso, llamada presión hidrostática, igual al producto del peso unitario del líquido por la profundidad elemento respecto al nivel freático.

Al mismo tiempo, aunque no haya sobrecarga en la superficie del terreno, a causa del peso propio del suelo existe una presión transmitida de grano a grano en su esqueleto sólido; esta se llama presión inter granular, en tanto que la soportada por el agua se llama presión

intersticial. La presión total que actúa en el punto donde se encuentra dicho elemento de volumen es igual a la suma de la presión inter granular y de la intersticial.

FIGURA 2.25. Presión soportada por un volumen infinitesimal de suelo

Fuente: Propia



Claro está que tanto la una como la otra pueden tener causas diferentes a las del simple peso propio del suelo. Las presiones intersticiales pueden ser originadas por sobrecargas, debidas a construcciones o por fuerzas debidas a vibraciones; es decir que la presión hidrostática en el agua subterránea es una presión intersticial, pero una presión intersticial puede ser o no hidrostática, es decir puede deberse al agua o al esqueleto de suelo. Cualquiera que sea la naturaleza de las presiones, para los suelos se podrá siempre escribir la ecuación general:

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

σ : presión total (esfuerzo normal total) en un punto determinado.

σ' : presión inter granular o efectiva (esfuerzo efectivo)

μ : presión intersticial o neutra (esfuerzo neutro)

En el caso general, la presión total en un punto determinado puede dividirse en dos: la presión transmitida de grano a grano en el esqueleto sólido del suelo y la presión soportada por el agua intersticial. En los casos en que no exista la presión intersticial o neutra, la presión total será la misma presión inter granular o efectiva; esto ocurre para puntos que se encuentren por encima del nivel freático. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto, solamente se conocen

como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denominan presión de poros. La suma de estos conforma los esfuerzos totales.

Solo las presiones ínter granulares pueden producir cambios de volumen en una masa de suelo, o dar origen a resistencia por fricción interna en los suelos. De ahí su nombre de efectivas. Las presiones en el agua de los poros no pueden por sí mismas producir tales dos efectos; por lo mismo se llaman neutras; también se les llama presiones de poros. La afirmación anterior es la que se conoce como principio de las presiones efectivas o principio de los esfuerzos efectivos. En el caso del cálculo de la presión total, efectiva y neutra para un punto A situado por debajo del nivel freático se tiene:

Presión total

$$\sigma = \gamma_h Z' + \gamma_{sat}(Z - Z')$$

γ_h Es la densidad húmeda promedio por encima del nivel freático, y γ_{sat} la densidad saturada promedio por debajo del mismo.

Presión neutra

$$\mu = \gamma_w(Z - Z')$$

Presión efectiva en A:

$$\sigma = \sigma - \mu$$

$$\sigma = \gamma_h Z' + \gamma_{sat}(Z - Z') - \gamma_{sat}(Z - Z')$$

$$\sigma = \gamma_h Z' + (\gamma_{sat} - \lambda w)(Z - Z')$$

$$\sigma = \gamma_h Z' + \gamma'(Z - Z')$$

De acuerdo con este análisis, para la determinación de la presión efectiva se puede proceder de dos maneras:

- a) Calculando la presión total en el punto en cuestión y restando la presión intersticial, que en este caso es la presión hidrostática.
- b) Calculando directamente la presión efectiva, al utilizar como densidad por debajo del nivel freático la densidad sumergida γ .

Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

2.3.8.5. Relación Esfuerzo – Deformación

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

- Resistencia máxima o resistencia pico

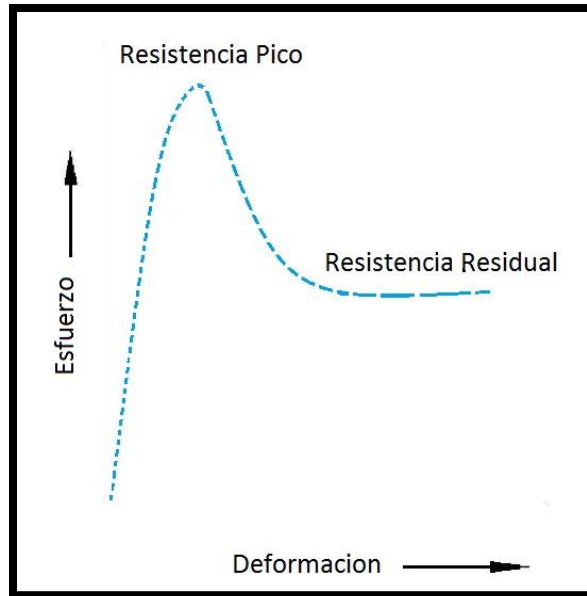
Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no fue fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo- deformación. La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que dicha resistencia se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos de la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros. En un fenómeno de falla progresiva, asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

- Resistencia residual

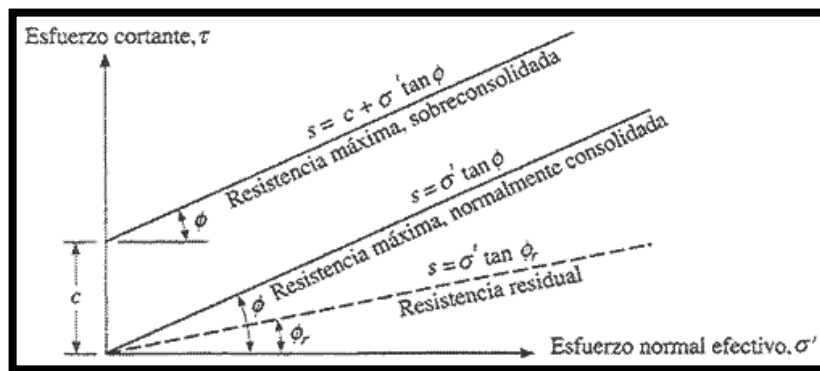
Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla. Skempton (1964), observó que en arcillas sobre consolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de los factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual f_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual. Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

FIGURA 2.26. Resistencias pico y residual

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 83



a) Diagrama de esfuerzo deformación



b) Ángulo de fricción

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero. El ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad; generalmente en suelos granulares varía de 27° a 42° , dependiendo del tipo de ensayo que se realice. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida.

En suelos residuales, generalmente predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

2.3.8.6. Parámetros De Presión De Poros

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo, estas presiones de poro pueden ser estimadas si los cambios de esfuerzos dentro del suelo se pueden determinar. Para esta estimación se pueden utilizar los parámetros de presión de poros A y B propuestos por Skempton (1954), para calcular las presiones de poro en exceso

$$\Delta u = B(\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3))$$

Donde:

Δu : exceso de presión de poros

A: parámetros de presión de poros A

B: parámetro de presión de poros B

$\Delta\sigma_1$: Cambio en el esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma_3$: Cambio en el esfuerzo principal menor

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o dados por la experiencia. Para suelos saturados B se acerca a uno, pero su valor disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla.

Suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positivos durante el corte, en contraste, los suelos sobre consolidados pueden esperarse que generen presiones en exceso negativas. El cuadro I muestra valores típicos del parámetro A en el momento de la falla.

CUADRO 2.1 Valor del parámetro de Skempton para diferentes arcillas

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 84

| TIPO DE ARCILLA | VALOR DE PARAMETRO A DE SKEMPTON |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| Altamente sensitiva | 0.75 a 1.5 |
| Normalmente consolidada | 0.5 a 1.0 |
| Arcilla arenosa compactada | 0.25 a 0.75 |
| Arcilla ligeramente sobre consolidada | 0 a 0.5 |
| Arcillas gravosas compactadas | 0.25 a +0.25 |
| Arcillas muy sobre consolidadas | 0.5 a 0.0 |

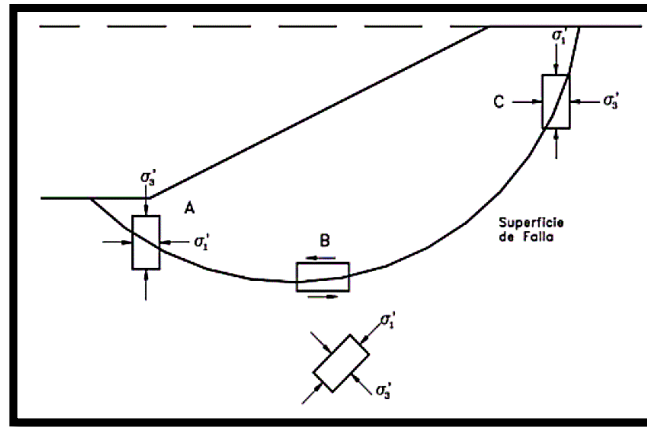
El valor de A esta muy influenciado por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado, el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y trayectoria de esfuerzo, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969).

2.3.8.7. Círculo De Mohr

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas t-s, se puede trazar el círculo de esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales.

Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo (σ_1) es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior.

FIGURA 2.27. Dirección de esfuerzos principales en la falla de un talud
Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 84



2.3.8.8. Envoltente De Falla

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir. La envolvente de falla de Mohr – Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Dónde:

s: resistencia al cortante

σ : esfuerzo normal efectivo

A y b: constantes

En la práctica normal de ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos, en el cual

$$s = c' + s' \tan \phi$$

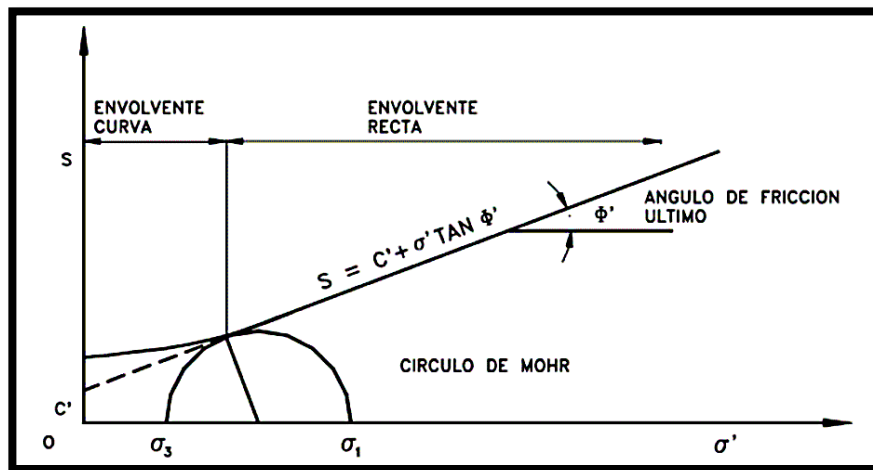
Dónde:

C' : intercepto del eje de resistencia (cohesión)

Φ' : pendiente de la envolvente (Ángulo de fricción)

FIGURA 2.28. Envolvente de falla y círculo de Mohr

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 85



En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente.

Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Hawkins (1996), indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales

$$\phi' = f(\sigma')$$

Y, ϕ' (último)=pendiente de la parte recta de la envolvente

El círculo de Mohr puede extenderse también al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos Fredlund, 1978.

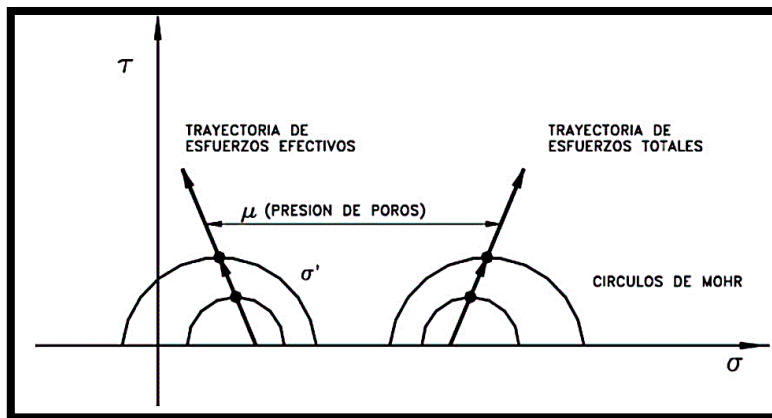
2.3.8.9. Trayectoria De Esfuerzos

El método de la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de esfuerzos $p - q$, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr.

Para claridad, los círculos de Mohr no se trazan y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos. Se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias así Lee, 1996.

FIGURA 2.29. Trayectoria de esfuerzos

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 86



- Trayectoria de esfuerzos efectivos, la cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
- Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de aguas subterráneas.

Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales menos la presión de poros estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.

- Esfuerzos totales, la cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente. De estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típico de los elementos del suelo.

2.3.9. Factores Que Intervienen En El Estudio De Los Deslizamientos

En la generación de un deslizamiento se involucran diversos factores, que son los que determinan el equilibrio o desequilibrio de una masa de material, así como su intensidad, magnitud y frecuencia. Dichos factores pueden dividirse en dos grandes grupos, a saber, los condicionantes y los desencadenantes. Los primeros determinan el estado de equilibrio del material potencialmente deslizante, su participación en la generación del proceso podría considerarse como pasivos; los segundos determinan la ocurrencia del proceso y son factores activos, estos alteran el estado de equilibrio mencionado. Es importante mencionar que un factor puede comportarse de las dos formas, en ocasiones pasivamente y por lo tanto, condicionar el proceso, en otras activamente y de esta forma desencadenarlo. Los factores asociados a deslizamientos, se refieren a condiciones naturales y antrópicas del terreno que varían en diferentes escalas de tiempo y que se combinan para contribuir a la generación de dicho proceso. Entre los factores más importantes encontramos:

2.3.9.1. Geológicos

La geología aporta un grupo de parámetros importantes para comprender la ocurrencia de los deslizamientos. Entre ellos:

2.3.9.2. Litológicos

Los tipos de rocas y la calidad de los suelos determinan en muchos casos la facilidad con que la superficie se degrada por la acción de los factores externos entre los cuales tenemos meteorización, intemperismo, etc.

Las características químicas, físicas, mineralógicas y genéticas de los diferentes materiales que conforman la corteza, determinan en gran parte la forma como estos evolucionan y se comportan en el ambiente (clima) en que se encuentran.

2.3.9.3. Tectónicos

Son los factores asociados al tipo, magnitud, e intensidad de la deformación que presentan los materiales rocosos, que genera en ellos elementos, tales como foliaciones, plegamientos, fallas, diaclasas, que afectan su estructura y que condicionan su estabilidad. La importancia

de las estructuras radica en que determinan zonas de debilidad por las cuales se originan los deslizamientos.

2.3.9.4. Geomorfológicos

Son las características morfológicas del relieve de la superficie terrestre, la expresión del nivel de desarrollo alcanzado en el proceso evolutivo. Elementos como la pendiente, agudeza, amplitud, profundidad, de dicho relieve nos dan una idea del grado de equilibrio o desequilibrio de los materiales que constituyen el relieve, y de modo o mecanismos de los procesos que se desarrollan en él.

2.3.9.5. Vulcanismo

Es un elemento disparador de fenómenos de inestabilidad, tanto por la propia actividad volcánica (sismos volcánicos y deformación del aparato volcánico), como por la acumulación progresiva de materiales fragmentales (cenizas, bloques, etc.) que por sus características físicas favorecen la inestabilidad de los terrenos en áreas en áreas aledañas al aparato volcánico.

2.3.9.6. Antrópicos

Se refieren a todas las actividades mediante las cuales el hombre transforma el medio natural.

- Obras civiles
- Deforestación
- Minería
- Actividades agrícolas
- Sobrepastoreo
- Uso del suelo

Todas estas actividades pueden alterar el equilibrio desarrollando o intensificando procesos nocivos para el terreno, que en cierta medida es naturalmente vulnerable, y (procesos morfo dinámicos) que se traducen en deslizamientos.

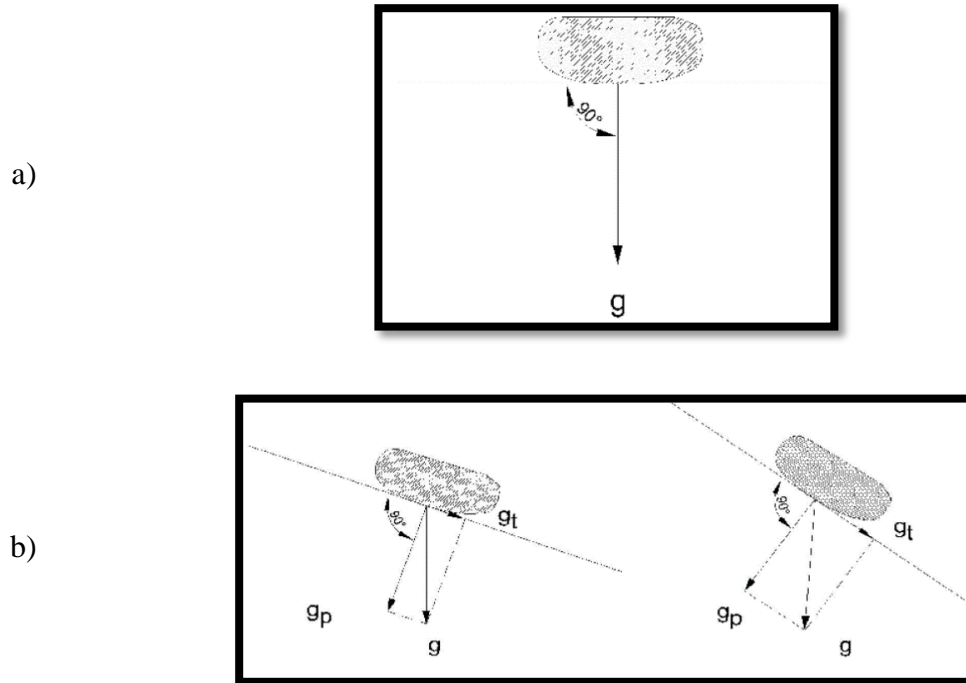
Los factores que afectan la estabilidad de los taludes en las zonas de alta pendiente son entre otros, las pobres técnicas constructivas empleadas al realizar cortes, la construcción de viviendas y la conformación de llenos no estructurales.

2.3.10. Otros Factores Que Intervienen En La Estabilidad De Los Taludes

2.3.10.1. Gravedad

La principal fuerza responsable de los movimientos en masa es la gravedad actúa hacia abajo, en una ladera esta fuerza tiene dos componentes: una componente que actúa normal a la superficie y otra que actúa de forma tangencial a la superficie.

FIGURA 2.30. Componentes tangencial y normal de la gravedad



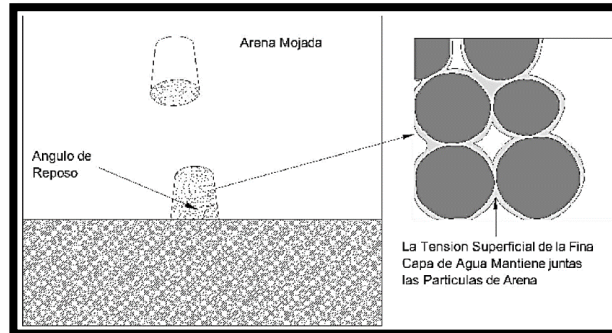
La componente perpendicular de la gravedad g_p ayuda al objeto a permanecer en su lugar, la componente tangencial g_t , causa esfuerzos cortantes paralelos a la superficie del talud. A medida que la pendiente del talud aumenta, los esfuerzos cortantes aumentan, mientras que la componente perpendicular disminuye.

El término resistencia cortante agrupa todas las fuerzas que se oponen al movimiento, incluyendo resistencia a la fricción y cohesión. Si el esfuerzo cortante es mayor que la resistencia cortante se producirá el movimiento. El factor de seguridad F_s es la relación entre la resistencia y los esfuerzos, cuando el F_s es menor de 1.0 el movimiento es inminente.

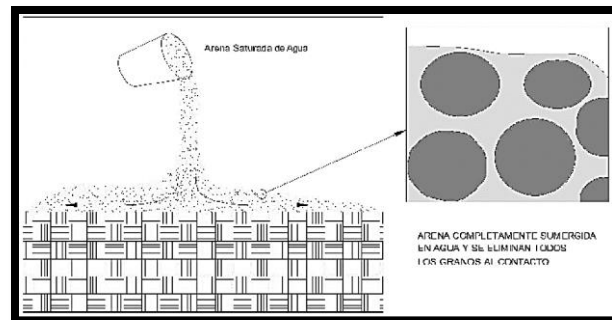
2.3.10.2. Fluidificación

Si a un material no consolidado se le agrega un poco de agua, los poros que antes contenían aire se llenan de agua produciéndose una tensión capilar que mejora el grado de cohesión del suelo, pero si el material se satura, el grado de cohesión se reduce considerablemente y se elimina la fricción entre los granos, luego el material tiende a fluir como un líquido. Este fenómeno se denomina fluidificación.

FIGURAS 2.31. (a) y (b) Cohesión aparente y fluidificación



a)



b)

Caso (a): Agua de retención

Caso (b): Agua excede agua de retención

El comportamiento esfuerzo – deformación de un suelo cohesivo depende de la cantidad de agua que alberga en sus poros. El índice de liquidez (IL) de un suelo permite saber si su comportamiento es similar al de un sólido frágil, plástico o líquido. El índice de liquidez se calcula mediante la siguiente expresión:

$$IL = (\omega_n - LP)/(LL - LP)$$

Donde:

W_n = humedad natural del suelo

LL= límite líquido
LP= límite plástico
IL= índice de liquidez

Si el índice de liquidez es menor que cero ($IL < 0$), el suelo se comporta como un sólido frágil. Si está entre cero y uno ($0 < IL < 1$), el suelo tendrá un comportamiento plástico. Si el índice de liquidez es mayor de uno ($IL > 1$), el suelo se comportará esencialmente como un líquido viscoso. Durante las lluvias ocurridas en marzo-abril-mayo y septiembre-octubre-noviembre, la humedad de los suelos residuales superficiales se incrementa dramáticamente, haciendo que el índice de liquidez alcance valores superiores a la unidad, degradando la resistencia del suelo completamente, y como consecuencia, alterando sus propiedades plásticas haciendo fluir al suelo.

2.3.10.3. Presión De Poros Y Sus Efectos

La presión de poros depende de la localización de los niveles freáticos, presiones internas de los acuíferos y características geológicas del sitio. La presión de poros varía de acuerdo al régimen de aguas subterráneas.

Un incremento en la presión de poros positiva o una disminución en la presión de poros negativa equivale a una disminución de la resistencia al cortante y por tanto de la estabilidad.

FIGURA 2.32. Presión de poros sobre una superficie de falla potencial
Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 248

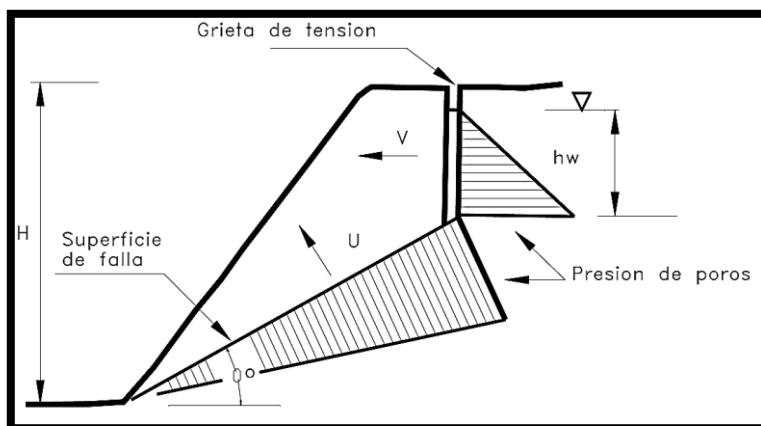
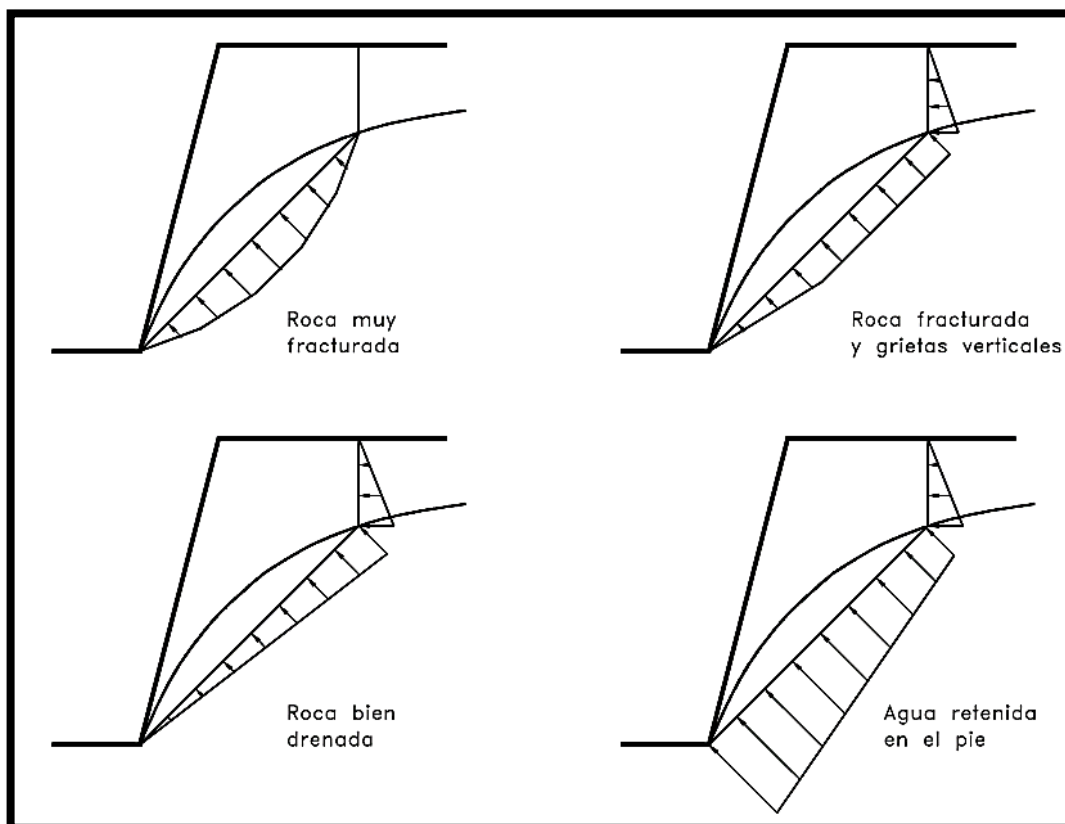


FIGURA 2.33. Presiones de poro sobre una superficie de falla potencial para diferentes condiciones de drenaje

FUENTE: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 249

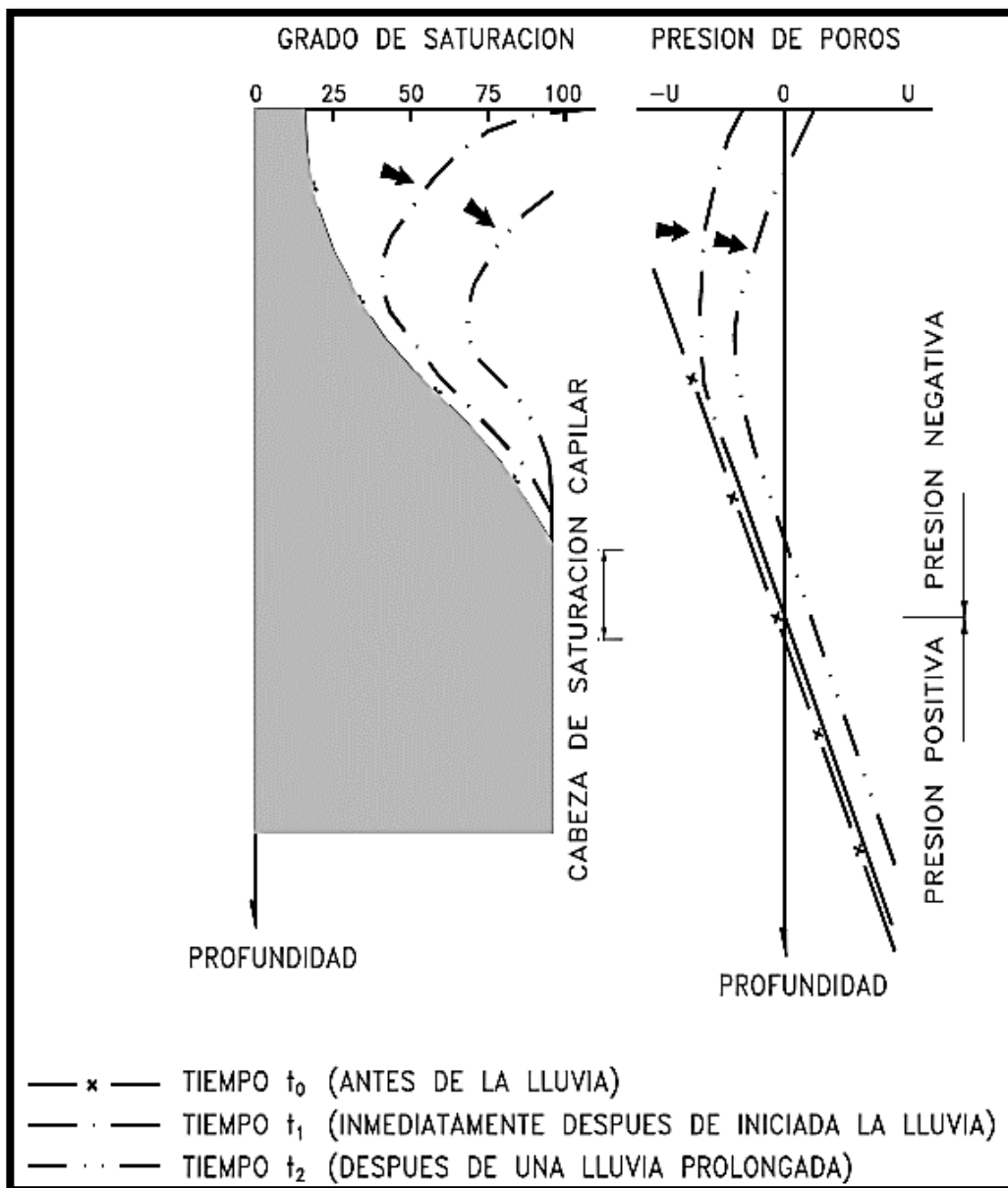


La localización del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, en donde la presión es atmosférica. Los valores de presión hidrostática que se encuentran por debajo de este nivel son positivos y los que se encuentran por encima son negativos o de succión.

Por debajo del nivel freático el suelo se encuentra saturado, esto equivale a que el agua llena todos los poros del suelo. Las presiones de poro negativa varían, según el grado de saturación del suelo como se muestra en la figura 2.31.

FIGURA 2.34. Cambios en la presión de poros y el grado de saturación por efecto del agua

FUENTE: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pág. 244



La combinación de pendientes en áreas de descarga, con la tendencia del agua subterránea de fluir hacia la cara de la pendiente, y la presencia de mantos de suelo residual relativamente impermeables, conllevan a la generación de altas presiones de poros que

pueden desestabilizar las pendientes y producir desprendimientos de bloques de roca de gran magnitud. Terzaghi y Peck (1967), y Deere y Patton (1971), describen situaciones en las cuales estas condiciones han llevado a un estado crítico de estabilidad, produciendo la falla del talud.

Adicionalmente, la presencia de detalles locales desfavorables, como orientaciones de diaclasas con ángulos elevados, puede generar zonas de debilidad en el talud y desarrollar una condición aún más inestable, ya que se producen ocurrencias de presiones muy altas.

2.3.10.4. Frente Húmedo

La infiltración de agua en el subsuelo durante lluvias prolongadas puede reducir las tensiones de succión en el suelo hasta un punto en el cual las pendientes son inestables. De acuerdo a Lumb (1975), la tasa de infiltración del agua de lluvia en un suelo homogéneo es igual a la permeabilidad saturada del suelo cuando no se forma estancamiento del agua en la superficie. Para un suelo con permeabilidad k y porosidad n , se puede demostrar que el frente de humedad por infiltración avanza según la siguiente expresión:

$$h = \frac{k_t}{n(S_f - S_0)}$$

Donde:

H = profundidad de avance del frente de humedad después de un tiempo “ t ”

S_0 = grado de saturación

S_f = grado de saturación final

En la zona saturada, los poros del suelo están completamente llenos de agua, la presión poro-agua U_w iguala a la presión poro-aire U_a , reduciendo la succión ($U_a - U_w$) a cero. En la zona de transición, la humedad del suelo permanece aproximadamente constante y el agua percola a través del suelo bajo la acción del gradiente potencial de gravitación. La succión en esta zona es reducida a un valor muy bajo.

En la zona de humedecimiento, existe una transición muy marcada entre el contenido de humedad y la tensión por succión, de los valores de la zona de transición a aquellos de la zona todavía no humedecida.

Es importante destacar, que la profundidad de avance del frente de humedad h es directamente proporcional al tiempo t . de lo anterior, se puede inferir que durante las

prolongadas lluvias ocurridas en marzo, abril, mayo, septiembre, octubre, noviembre, el frente de húmedo puede penetrar perfiles completos de meteorización, degradando la cohesión aparente (tensión de succión), de todo el manto de suelo residual, a valores muy bajos, lo cual puede generar una disminución en la succión o cohesión aparente que producía el estado de no saturación.

2.3.10.5. Hidrología Y Clima

Las variables físicas que constituyen en clima (Temperatura, humedad, radiación solar, etc) de una región determinan las condiciones de meteorización (Tipo, intensidad, velocidad) a las que están expuestos los materiales.

Hidrogeológicos

El movimiento del agua a través de los suelos y rocas, y el comportamiento de la presión hidrostática en estos hacen de suma importancia el estudio hidrogeológico. La hidrogeología de una zona está determinada por la litología, las estructuras y el clima de una zona, esto convierte a la geología en la base de la interpretación de los datos hidrológicos.

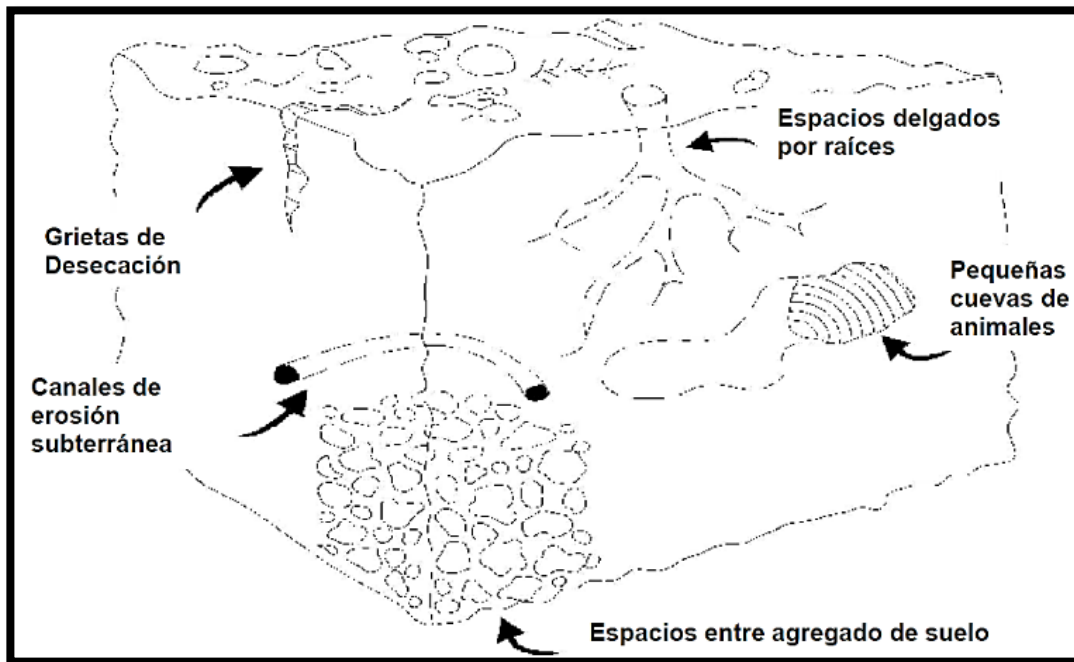
Es así como el agua superficial y subterránea además de provocar la saturación, sobrepeso de los suelos y la variación de las presiones ejercidas en el suelo y los materiales rocosos, genera procesos tales como la socavación, erosión de taludes y la disolución de rocas solubles, entre otros.

Parámetros de hidrogeológicos de interés

En general, las propiedades hidrogeológicas más importantes que influyen en la estabilidad de una ladera tienen que ver con la cantidad de agua que se mueve en el suelo y la capacidad del mismo para almacenarla y permitir su circulación.

Aquí se incluyen propiedades intrínsecas de las partículas, presión de poros y la distribución de los macro poros en la matriz del suelo.

FIGURA 2.35. Desarrollo de los macro poros en el suelo



Estos factores tienen que ver con la cantidad de agua que entra en el suelo y la tasa a la cual ésta se mueve (K), la pendiente del terreno, la profundidad del nivel freático, evapotranspiración, manipulación de la ladera, etc.

La estabilidad de los materiales está determinada por sus características intrínsecas y la ocurrencia o no de diversos procesos de carácter superficial y sub superficial. Para un buen análisis de un fenómeno como los deslizamientos son de vital importancia, estudiar dichas características y su relación con los procesos.

Porosidad (n): La porosidad está definida como la relación existente entre el volumen de vacíos de una masa de suelo y el volumen total que la conforma, así:

$$n = \frac{V_V}{V_T}$$

Donde:

V_V = volumen de vacíos

V_T = Volumen total

Otra característica es la relación de vacíos que está definida como la relación existente entre el volumen de vacíos de una masa de suelo con su volumen de sólidos así:

$$e = \frac{V_V}{V_s}$$

Dónde:

V_V =volumen vacíos

V_s = Volumen total

Estos dos anteriores parámetros pueden relacionarse, mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{n}{(1 + n)}$$

Un concepto útil en el movimiento del agua por el terreno es la porosidad eficaz, que representa el volumen de poros interconectado entre sí, esta característica está dada por la relación existente entre un llamado volumen eficaz y el volumen total del suelo.

Así:

$$n_e = \frac{V_e}{V_T}$$

La porosidad de los materiales es función de un gran número de factores entre los que podemos mencionar propiedades texturales como la forma, tamaño y disposición de las partículas, propiedades composicionales como el tipo de material, así como también de los procesos evolutivos del material.

Permeabilidad (k, Conductividad hidráulica): esta propiedad está definida como la capacidad de un material para permitir el flujo a través de él. La permeabilidad es una medida de la capacidad de un medio poroso para conducir fluidos. Implica la determinación de la capacidad de conducción de un determinado fluido.

2.3.10.6. Agua Y Estabilidad

El agua es un agente de mucho peso a la hora de determinar la estabilidad de los materiales, de hecho, es un factor que normalmente desencadena deslizamientos por diversas razones, en diferentes procesos, razones entre las que podemos mencionar:

- El aumento en la humedad genera un incremento en el peso de la masa de suelo y por consiguiente favorece las fuerzas motoras en un deslizamiento.

- Acelera los procesos de meteorización y erosión en los materiales, tanto a nivel externo como interno.
- Cuando las presiones neutras del suelo igualan las presiones totales se genera el fenómeno de licuefacción.
- La presión de agua favorece la evolución de grietas de tracción, que incrementan las fuerzas motoras en los deslizamientos.
- Ante temperaturas extremas, la congelación del agua puede generar ampliación de discontinuidades.
- A escala general, la presencia de agua en los taludes disminuye su estabilidad.

2.3.10.7. Medidas De Mitigación Y/O Solución A Largo Plazo

Dentro de las medidas de mitigación, se determinó que de acuerdo a ensayos e investigaciones realizados a los diferentes suelos encontrados, cuáles serían las posibles medidas de mitigación correctivas que pudieran ayudar a estabilizar los taludes que pudieran estar proclives a provocar derrumbes, deslizamientos o desprendimientos, para el efecto se tomaran las medidas que de acuerdo a condiciones del territorio, pudieran ser llevadas a cabo en función del entorno socioeconómico en que se encuentra y las cuales se describen a continuación.

- Aumentar la resistencia del suelo: Son las soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante.
- Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud: Soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.
- Aumentar los esfuerzos de confinamiento (s_3) del talud: Se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

2.4. Análisis Mecánico De Suelos.

Dentro del análisis mecánico de suelos se puede mencionar los siguientes:

2.4.1 Granulometría.

Dentro de lo que es el análisis mecánico de los suelos, se encuentra la granulometría, que no es más que obtener una distribución porcentual de los tamaños de las partículas que conforman lo que llamamos suelo.

La forma de realizar una granulometría es con la ayuda de un juego de mallas o tamices que tienen un tamaño graduado establecido por dos normas que son ASTM y AASHTO.

Entonces diremos que la granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla presentes en la masa de un determinado suelo. El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra, la fracción de suelo retenido en cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total, y acto seguido es determinar los porcentajes que pasan por cada tamiz.

A continuación exponemos una distribución aproximada de los diámetros de las partículas desde las más finas, hasta las más gruesas:

CUADRO 2.2

FUENTE: Elaboración propia

| GRANULOMETRÍA | |
|----------------------|-----------------|
| PARTÍCULA | TAMAÑO |
| ARCILLAS | < 0,002 MM |
| LIMOS | 0,002 - 0,06 MM |
| ARENAS | 0,06 - 2 MM |
| GRAVAS | 2 MM - 6 CM |
| CANTOS RODADOS | 6 - 25 CM |
| BLOQUES | > 25 CM |

Denominación de los suelos según el tamaño de sus partículas

Fuente: **Ingeniería de Carreteras Vol. II**, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004.

Estos son algunos de los aspectos generales para tomar en cuenta en todo esto que significa la granulometría de los suelos.

FIGURA 2.36 Muestra saturada del talud

FIGURA 2.37 Juego de tamices del laboratorio



FUENTE: Elaboración Propia



FUENTE: Elaboración Propia

2.4.2. Límites De Atterberg.-

El límite líquido (LL) de un suelo se define como el contenido máximo de humedad a partir del cual dicho suelo deja de comportarse plásticamente y pasa a comportarse como un líquido. Es el contenido de agua del material en el límite superior de su estado plástico.

FIGURA 2.38 Instrumental utilizado para la determinación del (L)



FUENTE: Elaboración Propia

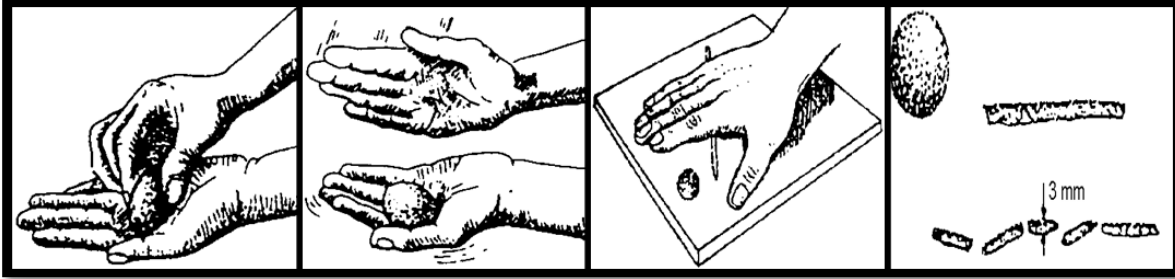
FIGURA 2.39 Ensayo del límite líquido



FUENTE: Elaboración Propia

El límite plástico (LP) de un suelo es el contenido de humedad correspondiente a un límite convencional entre los estados de consistencia plástico y semisólido. Es el contenido de agua del material, en el límite inferior de su estado plástico.

FIGURA 2.40 Procedimiento para la determinación del (LP)



FUENTE: Manual de Laboratorio de suelos

2.4.3. Peso Específico De Los Suelos

El peso específico es una característica de los materiales, tanto líquidos como sólidos, el peso específico relativo de los sólidos se determina en laboratorio haciendo uso de un frasco con marca de enrase. Este se determina mediante la siguiente formula.

$$\gamma = \frac{W_o}{W_o + W_2 - W_1}$$

Dónde:

- γ = Peso específico relativo de un suelo cualquiera
- W_o = peso de la muestra de suelo seco
- W_2 = Peso del frasco + agua
- W_1 = Peso del frasco + agua + suelo

2.5. Geosintéticos

2.5.1. Aspectos Generales De Las Geogrillas

Geogrillas: Definición e historia

Se define a la geogrilla como un elemento cuya principal función es la de refuerzo, y que cuenta con una estructura en forma de grilla con aberturas que le permiten interactuar con el medio en la cual se encuentra confinada.

Básicamente existen dos tipos de geogrilla disponibles en el mercado mundial: las geogrillas extruidas, cuya fabricación, como su nombre lo indica, consiste en un proceso de extrusión del film plástico con estiramiento en una o en dos direcciones a fin de mejorar sus características mecánicas, y las geogrillas tejidas (que incluyen las tricotadas), cuyo proceso de fabricación es esencialmente textil a partir de filamentos de polímeros con características mecánicas controladas.

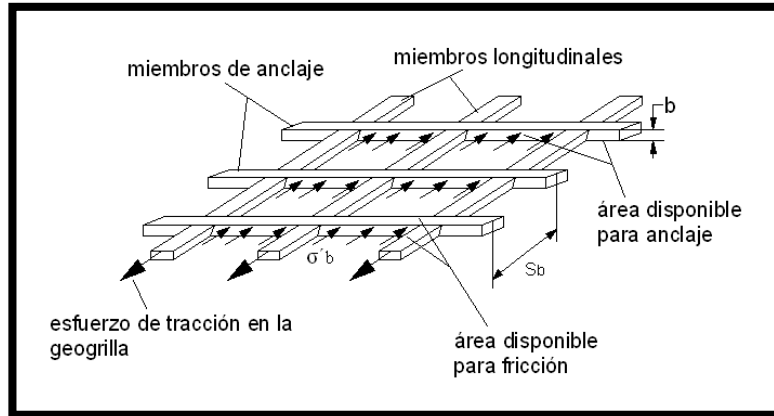
Según Koerner (1998), las geogrillas pasaron a tener proyección comercial y fabricación en escala industrial a partir del inicio de la década de 1980, primero en Europa. El desarrollo de ambos tipos, las extruidas y tejidas, ocurrió prácticamente en paralelo, impulsado principalmente por fabricantes con destacada actuación en el mercado de geosintéticos.

En diversas situaciones de obras geotécnicas donde actúan como materiales de refuerzo del suelo, las geogrillas trabajan sobre dos mecanismos de funcionamiento: desarrollo de la resistencia a la tracción (definida por una curva característica propia versus deformación específica unidireccional y anclaje al medio confinante definido por su capacidad de interacción con el medio donde está insertada y la presión que este ejerce sobre ella).

De esta forma, se identifican dos líneas de propiedades que tienen fundamentalmente importancia para el buen desempeño de las geogrillas:

- **Propiedades mecánicas:** Resistencia a la tracción y deformabilidad (parámetros que definen el módulo de rigidez a la tracción); en este caso, para el buen desempeño como refuerzo de suelo, una geogrilla debe presentar, por parte de sus miembros traccionados, capacidad de desarrollo de valores de resistencia a la tracción elevados sin pérdida significativa de esta propiedad ante sollicitación duradera, a niveles limitados de deformación.
- **Propiedades de interacción con el medio confinante:** Definen este parámetro los llamados coeficientes de interacción y de deslizamiento; valores elevados para estos coeficientes, unido a una condición estable de su estructura física (resistencia de los miembros de anclaje y de los nodos), confieren una buena capacidad de anclaje de la geogrilla en el suelo que la confina.

FIGURA 2.41. Presenta esquemáticamente los mecanismos de movilización de las propiedades de una geogrilla.



Según ASTM es un geosintético usado para refuerzo, formado por una retícula regular de elementos resistentes a la tracción, con una apertura de tamaño suficiente que permite el anclaje del suelo circundante, piedra u otros materiales geotécnicos; como parte integrante de un proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre”. Su estructura es plana a base de polímero, la cual puede estar fabricada por láminas perforadas o tejidos ligados por procesos térmicos o de encolado, en la que las aberturas tienen dimensiones superiores a las de los constituyentes, usado en contacto con el suelo o con otros materiales.

Son materiales tipo rejillas con espacios de cuadrícula de gran tamaño, con medidas entre 1 y 10 cm. De abertura. En la figura 2.86. Se observan distintos tipos de geomallas en donde varían el tamaño de apertura de la grilla.

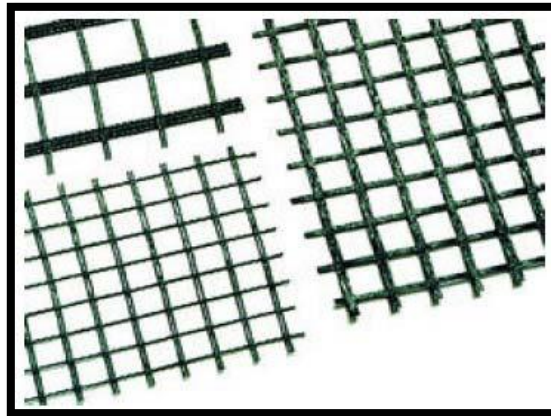


FIGURA 2.42: Geomallas.

Fuente: piegari, 2005.

Las geogrillas son plásticos con una configuración de mallas abiertas, es decir que las mismas tienen aberturas grandes; pueden ser estiradas para mejorar sus características mecánicas

(láminas perforadas) o directamente fabricadas por los métodos textiles tradicionales (tejidos). Existen dos tipos de geogrillas, las orientadas uni y biaxialmente.

Tipos De Geogrillas

Geogrilla (geomalla) uni-direccional

Son geomallas manufacturadas por un proceso de extrusión uni-direccional a base de polímeros de polietileno de alta densidad (hdpe). Esta tecnología produce productos con altas propiedades técnicas que permiten su uso en aplicaciones estructurales. Estos tipos de geomallas son químicamente inertes y tienen gran resistencia a la tracción. Son específicamente producidas para reforzar el suelo. El suelo y el agregado traban en las aberturas de la geomallas, lo que confina el material y limita sus desplazamientos laterales aumentando la resistencia al corte. La compactación del suelo produce un ínter trabado suelo-geomalla por lo que se obtiene un alto nivel de resistencia a la tracción. En la figura 2.87 se aprecia claramente las características principales de este tipo de producto.

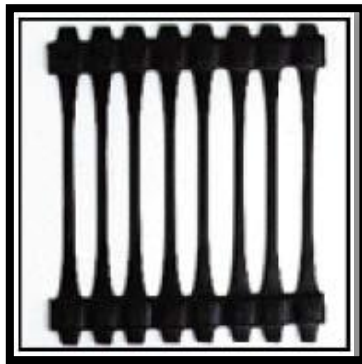


FIGURA 2.43: geomalla uni-direccional.

Fuente: piegari, 2005.

La estructura compuesta suelo-geomalla, actúa como si tuviera una resistencia intrínseca a la tracción. La geomalla produce una especie de cohesión en materiales que de otra forma serían no cohesivos. La estructura suelo geomalla combina la gran resistencia a la compresión del suelo con la resistencia a la tracción de la geomalla.

Se obtiene entonces un material con mayor rigidez y estabilidad que el suelo por sí solo. La capacidad de la geomalla para absorber esfuerzos y distribuirlos aumenta la resistencia de la masa reforzada a cargas estáticas y dinámicas.

Geogrilla (geomalla) bi-direccional

Este tipo de geomallas están especialmente diseñadas para la estabilización y refuerzo del suelo. Están fabricadas a base de polipropileno (pp), producidas por un método de extrusión y posteriormente son estiradas de forma bi-axial para incrementar sus características a la tracción, además tienen un elevado módulo y una óptima resistencia a los daños por construcción durante la instalación. La trabazón del material granular entre sus aperturas, permite un efectivo confinamiento y refuerzo del suelo. En la figura 2.88 se observa las grandes diferencias que existe entre este tipo de geomalla bidireccional y la unidimensional.

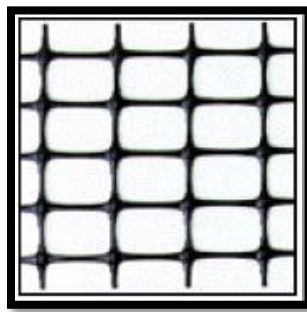


FIGURA 2.44 geomalla bi-direccional.

Fuente: piegari, 2005.

Las geomallas constituyen ventajosa solución desde un punto de vista técnico y económico para todas las aplicaciones que requieren mejorar las características de suelos granulares, cohesivos o no consolidados.

Propiedades y parámetros de desempeño

Los parámetros que definen el buen desempeño de las geogrillas lo hacen a partir de algunas características del material en sí, y por condicionantes de.

Un condicionante de fabricación es exactamente el proceso de fabricación que clasifica las geogrillas en extrudidas o tejidas. Pero con el alto nivel tecnológico actualmente empleado en la producción no se observa ninguna diferencia entre materiales de buena calidad en relación al proceso de fabricación.

Uno de los factores de mayor importancia en la diferenciación entre geogrillas es la materia prima a partir de la cual cada producto es fabricado. Los polímeros más comúnmente

empleados en la fabricación son: polipropileno (pp), polietileno de alta densidad (pead) y poliéster (pet).

Las geogrillas extruidas se fabrican exclusivamente a partir de film de polipropileno o de polietileno. Las tejidas son comúnmente fabricadas a partir de hilos o filamentos de poliéster, y en menor escala, de poliproleno.

Dos son los aspectos más importantes en la diferenciación entre las distintas materias primas:

- Susceptibilidad a agentes químicos y ambientales: Las poliolefinas (pp y pead), en general, presentan menos resistencia a la oxidación y a altas temperaturas a la exposición a los rayos ultravioletas; mientras que el poliéster muestra una gran vulnerabilidad a la degradación en medios excesivamente alcalinos, así como a la hidrólisis (FHWA 199).
- Fluencia: Las poliolefinas presentan mucho mayor susceptibilidad a la fluencia (de formación continua bajo sollicitación permanente) que es poliéster, consecuentemente, su pérdida de resistencia es mucho más importante en obras donde el esfuerzo se encuentra sometido a una sollicitación permanente a largo plazo. La fig. 2.88 presenta comparativamente la pérdida de resistencia a la tracción por fluencia a largo plazo de geogrillas de poliolefinas y de poliéster cuando son sometidas a sollicitaciones permanentes.

Existe una tendencia mundial en normalizar la terminología para clasificar los geosintéticos, y, en consecuencia, las geogrillas.

- **GG** - geogrillas (geogrid - genérica): estructura sintética, fabricada en forma de manta consiste de una red de elementos integralmente conectados que pueden ser unidos por extrusión, pegamento o entrelazado. Sus aperturas son mayores que sus elementos constituyentes. Las geogrillas son empleadas en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y vial.
- **GGE** - geogrilla extruída (extruded geogrid): producida por el estiramiento uniaxial o biaxial de una estructura extruída integralmente.
- **GGB** - geogrilla soldada (bounded geogrid): producida por la unión, usualmente en ángulos rectos, de dos o más conjuntos de filamentos.

- **GGW** - geogrilla tejida (woven geogrid): producida por tejido, generalmente en ángulos rectos, de dos o más conjuntos de fibras, filamentos u otros elementos.

Los polímeros generalmente utilizados en la producción de geogrillas son polietileno de alta densidad (pead), poliéster (pet) y polipropileno (pp).

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.

Propiedades mecánicas

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

- **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.
- **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.
- **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.
- **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.

- **Resistencia de anclaje a partir de la conexión de muros:** En los muros reforzados con geomallas, su borde frontal termina con un panel de paramento. Es necesario evaluar la capacidad de conexión de la geomalla al paramento.

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 de pervivencia. Las principales, se mencionan a continuación:

- **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.
- **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.
- **Comportamiento del esfuerzo de relajación.**

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.

CUADRO 2.3: 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)

Funciones y aplicaciones

Las geogrillas al igual que los geotextiles son utilizadas en varias aplicaciones de refuerzo. Entre algunas de estas aplicaciones están: en rutas pavimentadas o no pavimentadas, en reparación de fallas de taludes, como refuerzo de suelos blandos, en recapados asfálticos y en muros de contención (piegari, 2005).

- Rutas pavimentadas o no pavimentadas

En el caso de rutas pavimentadas se puede interponer una geogrilla en la base granular, con la finalidad de incrementar el módulo resistente del material, a la vez de confinarlo lateralmente. Este confinamiento lateral evita que el material granular se deslice hacia los costados, por efecto de las cargas aplicadas en la superficie del pavimento. Mediante la utilización de una geogrilla se logran importantes ahorros en los espesores de base granular, debido a una mejor distribución de esfuerzos hacia las capas inferiores de los pavimentos flexibles.

- Estabilización de taludes

Debido a su estructura las geogrillas proveen un sistema de trabazón óptimo con el suelo. Además por ser completamente inertes a las condiciones químicas y biológicas del suelo, resultan ideales para este tipo de aplicaciones. Las geogrillas resisten importantes esfuerzos de tracción mientras que la resistencia a la compresión la aporta el suelo circundante.

- Refuerzo de suelos blandos

Otra de las principales aplicaciones de las geogrillas consiste en el refuerzo de suelos blandos o compresibles, como fundación de terraplenes.

- Recapados asfálticos

Los pavimentos asfálticos resultan ser de buenas características para la construcción de carreteras, debido a su resistencia a los esfuerzos originados por el tráfico y a las tensiones generadas por variaciones de temperatura. Sin embargo, su estabilidad y capacidad de distribución de tensiones de tracción resulta reducida, originando grietas y asentamientos diferenciales. Cuando se plantea la colocación de capas de refuerzo suelen presentarse nuevas grietas reflejadas de las antiguas en la nueva superficie.

Las geogrietas cumplen en estos casos dos funciones esenciales:

- a) Concede a las capas asfálticas una resistencia elevada, incluso frente a las tensiones de tracción de larga duración.
 - b) Mejora la repartición de esfuerzos que provocan tensiones de tracción en las capas asfálticas, distribuyéndolas uniformemente en mayores superficies.
- Muros de contención

El método más común para construir muros y taludes reforzados consiste usar la geogrieta de refuerzo para tomar las tracciones, anclando ésta en placas de hormigón, un geo compuesto hecho de geogrieta y geotextil, u otro elemento que sirva para evitar la erosión y retener el suelo. Con este método de refuerzo se logra construir muros con ángulos de talud de hasta 80° reduciendo costos, tiempos de construcción e impacto ambiental.

2.5.2. Aspectos Generales De Los Geotextiles

Geotextiles: definición e historia

El **geotextil** es un material textil sintético plano formado por fibras poliméricas (polipropileno, poliéster o poliamidas), similar a una tela, de gran deformabilidad, empleada para obras de ingeniería en aplicaciones geotécnicas (en contacto con **tierras** y **rocas**), cuya misión es hacer las funciones de separación o **filtración**, **drenaje**, refuerzo o **impermeabilización**.

Existe una gran variedad de geotextiles; los mismos se eligen según sea su destino y en base al estudio y definición de las propiedades mecánicas e hidráulicas del terreno en cuestión. Ello permite deducir los factores de seguridad mínimos de la obra.

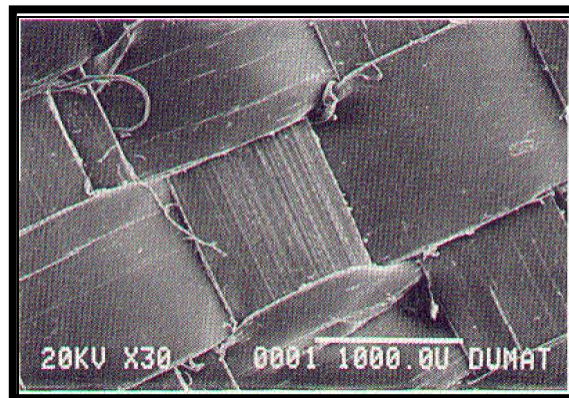
Conceptos básicos sobre geotextiles:

- Tejidos: Las fibras se orientan en dos direcciones (trama y urdimbre).
- No tejidos: Las fibras que conforman el geotextil están dispuestos en forma aleatoria.
- Filamentos continuos: Los filamentos del geotextil no tejido que conforman el producto final son infinitos.
- Fibras cortadas: Los filamentos del geotextil que componen el producto final poseen longitudes determinadas.
- Agujados, punzonados o agujeteados: Los filamentos del geotextil no tejido se unen mediante unión mecánica a través de agujas dispuestas en la parte inferior y superior de la napa de filamentos y que entran y salen a gran velocidad de la napa cohesionando y entrelazando los filamentos.
- Termo soldado: Los filamentos están unidos mediante calor a través de un proceso de termo fusión.

Tipos de geotextiles

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

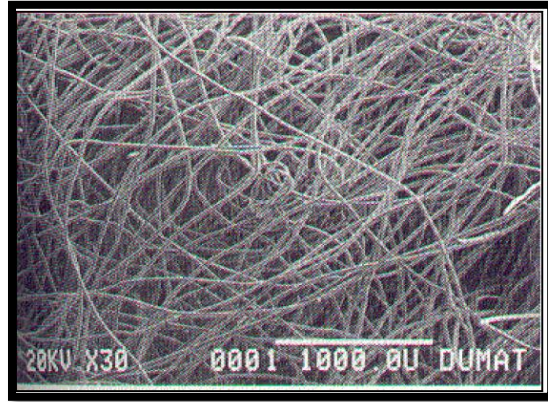
A) Los geotextiles tejidos, generalmente tienen altas resistencias a la tensión, alto módulo y baja elongación. Son ideales para las funciones de refuerzos y estabilización.



Fuente: pivaltec s.a.

FIGURA 2.45: 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.

FIGURA 2.46: 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 está 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.

Propiedades de los geotextiles

Propiedades físicas.

- **Gravedad específica:** Se define como la relación del peso volumétrico unitario del material (sin vacíos) con la del agua destilada a 40 c. El ensayo utilizado para determinar esta propiedad es el ASTM D792.
- **Masa por unidad de área:** Se mide en g/m². El ensayo ASTM D5271, es el utilizado para determinar esta propiedad.
- **Espesor:** Constituye una propiedad descriptiva, más que una propiedad de diseño. El ensayo ASTM D5199 es utilizado para determinar esta propiedad.
- **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.

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:

- **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.
- **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.
- **Resistencia a la tensión confinada:** Involucra un análisis de la tensión considerando presión de confinamiento lateral.

- **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.
- **Resistencia a la fatiga:** Se define como la habilidad de un geotextil para soportar cargas repetidas antes de fallar.
- **Resistencia al estallido:** Se determina a partir de métodos de ensayo, sometiendo a los geotextiles a esfuerzos fuera de su plano, movilizand o tensiones hasta que ocurre la falla. El método más utilizado es el ASTM D3786.
- **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 aplicable 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.
- **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.
- **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.

- **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.

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.

- **Porosidad (no tejido):** Está relacionado con la habilidad del líquido a fluir a través o dentro del geotextil.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.

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:

- **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.
- **Flujo plástico (esfuerzo constante):** Flujo plástico o creep es el nombre comúnmente aplicado al geotextil bajo carga constante.
- **Relajación de esfuerzos (deformación constante):** Es la reducción de esfuerzos de un geotextil cuando está bajo una deformación constante.
- **Abrasión:** La abrasión de los geotextiles puede ser la causa de la falla del sistema suelo-geotextil. El ensayo respectivo es el ASTM D1175.

- **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.
- **Tasa de gradiente:** Determina la compatibilidad hidráulica de un sistema suelo-geotextil.
- **Tasa de conductividad hidráulica:** Considera, no solo la existencia de condiciones excesivas de oclusión, sino también pérdida excesiva de suelo y condiciones de equilibrio.

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:

- **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.
- **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.
- **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.
- **Degradación por hidrólisis:** Puede causar degradación por reacciones de las fibras externas o internas. Se relaciona con la pérdida de resistencia mecánica.
- **Degradación química:** El método ASTM D543, establece la resistencia de los plásticos a los reactivos químicos.

- **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.

El cuadro 2.4, se indica el rango típico de las propiedades antes mencionadas.

CUADRO 2.4: 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 | |
| Porosida (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 | |
| Danos 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

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 (2.1) y (2.2). Los valores típicos para los factores de reducción se dan en el cuadro 2.4.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T} \quad (2.1)$$

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB} \quad (2.2)$$

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.

CUADRO 2.5: 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)

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 el cuadro 2.5.

** (Anexo 1 A lista de Normas ASTM)

$$p_{adm} = \frac{p_{ult}}{FR_{CB} \times FR_{IN} \times FR_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}} \quad (2.3)$$

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.

CUADRO 2.6: 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)

2.6. Métodos De Estabilización De Taludes Con Geosintéticos

2.6.1. Generalidades

La inestabilidad puede presentarse por factores geomorfológicos, estados actantes o cuestiones climáticas.

Cuando se modifica la geometría de un talud o, se afecta su estado de esfuerzos y se pueden generar deslizamientos. Las formas de mitigar el movimiento deben estar en relación directa a su mecanismo de activación.

Algunas de las soluciones son:

- Disminución de cargas, mediante la construcción de bermas o eliminación de la cresta.

- Mejoramiento del grado de compactación.
- Inyección de materiales estabilizantes, tales como cementos, asfaltos y sales químicas. Construcción de muros de retención, para confinar la masa de suelo inestable.

Respecto al tipo de muros o elementos de retención a construir, la decisión será tomada en función de elementos de costo, disponibilidad de espacio y estética.

Las soluciones de estabilización consideradas utilizando geogrillas y geotextiles a considerar son las siguientes:

- Muro de contención de suelo reforzado mediante Geotextiles
- Muro de contención de suelo reforzado mediante Geogrillas o Geomallas.
- Muro de contención de suelo reforzado mediante Geoceldas.
- Muro de contención de Gaviones
- Muro de contención de suelo reforzado mediante mallas metálicas.
- Taludes o Terraplenes reforzados

2.6.2. Muro De Contención De Suelo Reforzado Mediante Geogrillas Y Geotextiles

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.

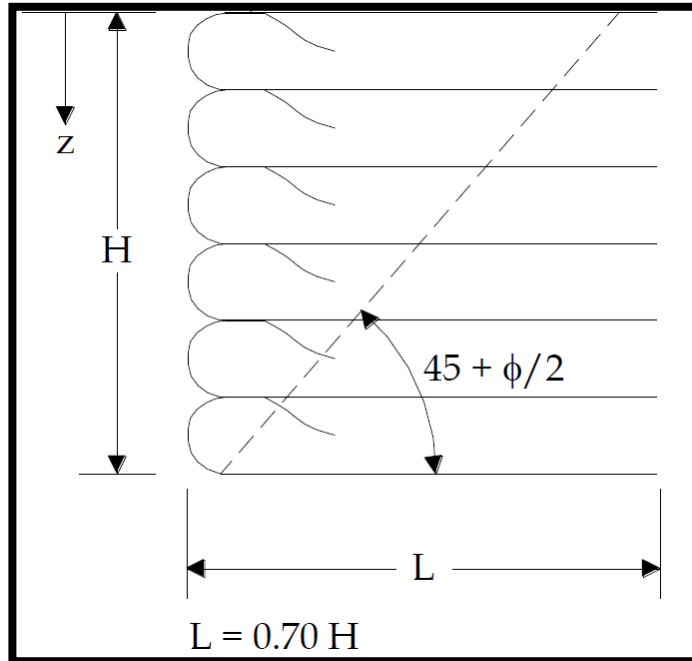
Sin embargo se ha demostrado que la inclusión de un refuerzo altera el estado de esfuerzos y tensiones en una masa de suelo, haciendo que la superficie de falla sea diferente a la de una masa de suelo no reforzada. Para permitir una familiarización con el proceso de diseño que los muros en suelos reforzados 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.

2.6.2.1. Establecimiento De Las Dimensiones Geométricas Del Muro.

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

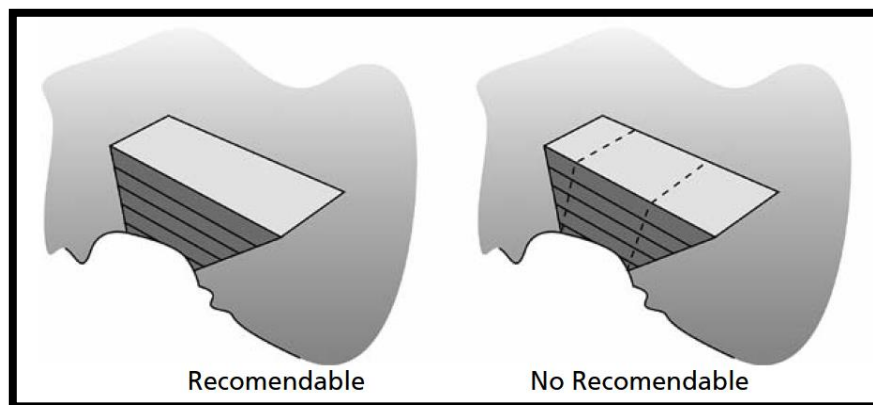
- a) La determinación de la altura máxima del muro **H**, variaciones de profundidad **z** y longitud transversal del muro **L**.
- b) La determinación de la longitud transversal es en función al 70% de la altura ($L=0.7*H$).



Fuente Manual de Diseño de PAVCO

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.

FIGURA 2.48



Fuente: manual de diseño de PAVCO

- c) 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 en talud.

2.6.2.2. 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 de la humedad óptima ω_{opt} y el peso específico 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 varía entre el 70% y 85% del ángulo de fricción ϕ .
- c) Establecimiento de la cohesión del suelo de relleno c .

2.6.2.3. Determinación Del Perfil Estratigráfico Y Las Propiedades Geo Mecánicas 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.

2.6.2.4. Establecimiento De Los Parámetros De Diseño Del Geotextil Y Geomalla De Refuerzo.

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

Para el Geotextil:

- a) La determinación de la resistencia de 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 (2.2).

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB} \quad (2.2)$$

- c) La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} del geotextil o geomalla, con la fórmula (2.1).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T} \quad (2.1)$$

- d) El cálculo de la Adhesión del Muro de Geotextil al suelo, c_a , que es entre el 70% a 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 (1).

$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB} \quad (2.2)$$

- c) La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} del geotextil o geomalla, se realiza con la fórmula (1).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_T} \quad (2.1)$$

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

$$C_i = \frac{P_f}{2 \times Li \times \sigma_n \times \tan \phi} \quad (2.4)$$

Donde:

P_f : Fuerza de Pullout requerida.

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

σ_n : Presion 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. El cuadro siguiente, señala valores de C_i en función del ángulo de fricción interna ϕ , con base en dichos ensayos. Estos valores son:

CUADRO 2.7: Valores recomendados del Coeficiente de Interacción C_i

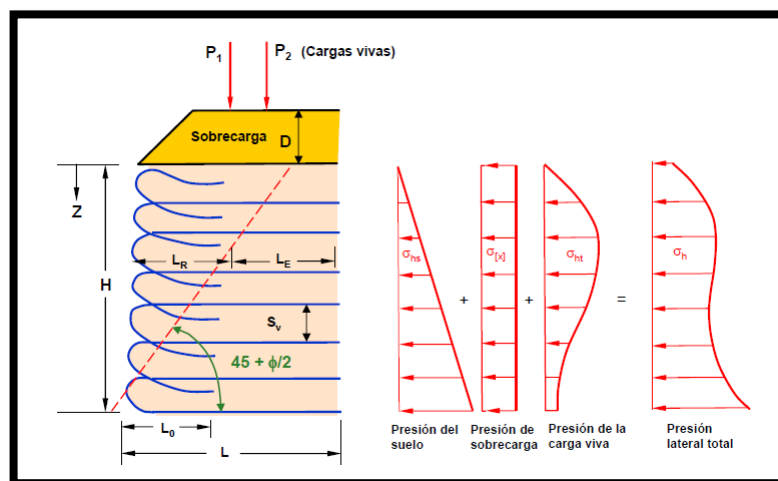
| Tipo de Suelo | ϕ | C_i |
|---|-----------------|-------|
| Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena (GW) | $\geq 34^\circ$ | 0,80 |
| Gravas limosas, mezclas de grava-arena-arcilla mal graduadas (GM) | | |
| Arenas bien graduadas, arenas con grava (SW) | $\geq 30^\circ$ | 0,75 |
| Arenas limosas,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

Fuente: Design Guidelines for Mesa Retaining Wall Systems.

2.6.2.5. 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 de empuje activo.

FIGURA 2.49 Cargas externas que afectan al Muro con Geotextil



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

Dónde:

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 .

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

- b) La determinación de la presión lateral del suelo, σ_{hS} .

$$\sigma_{hS} = K_a \times \gamma \times z \quad (2.6)$$

Dónde:

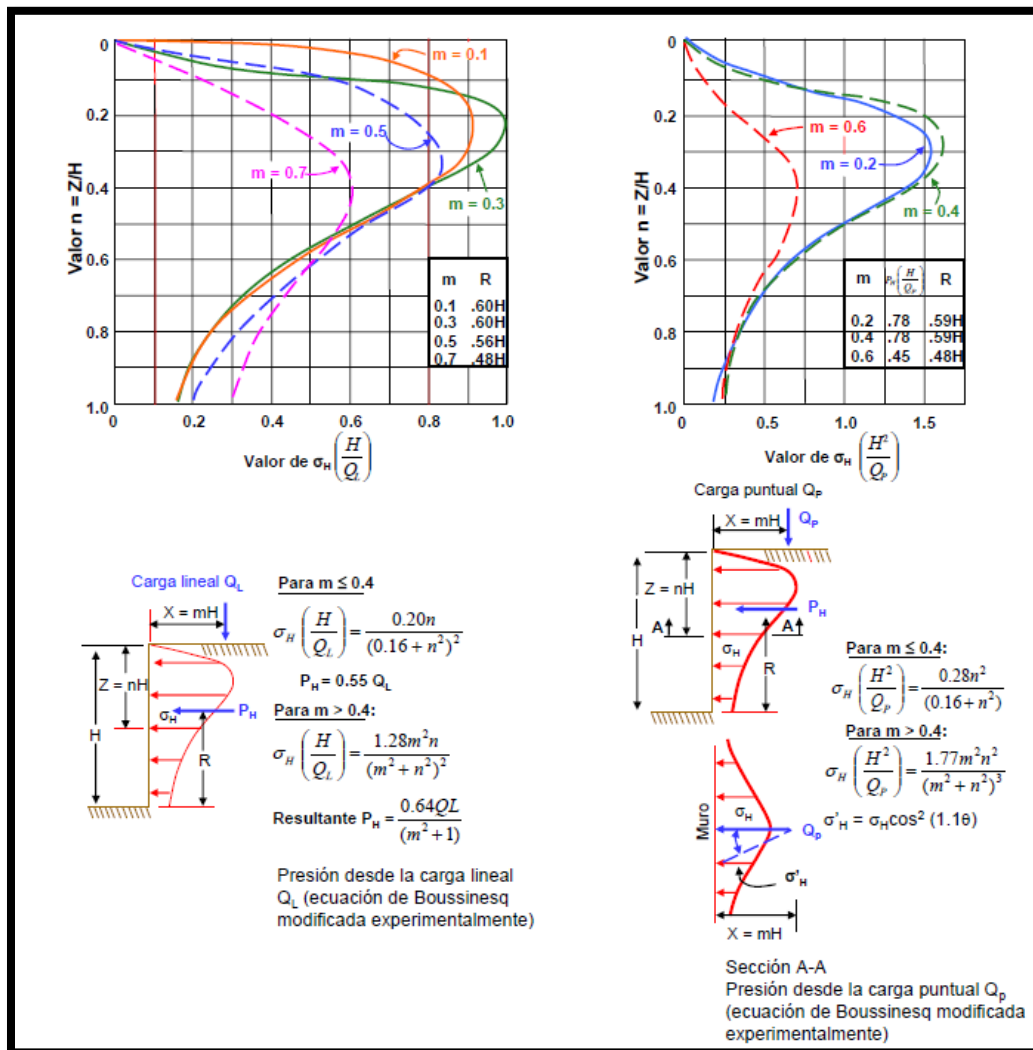
γ : Peso específico del suelo de relleno.

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

$$\sigma_{hq} = K_a \times q \quad (2.7)$$

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

FIGURA 2.50 Cargas Puntuales que afectan al Muro con Geotextil



Fuente: Curso Aplicado de Cimentaciones

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

$$\sigma_h = \sigma_{hS} + \sigma_{hq} + \sigma_{hL} \quad (2.8)$$

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

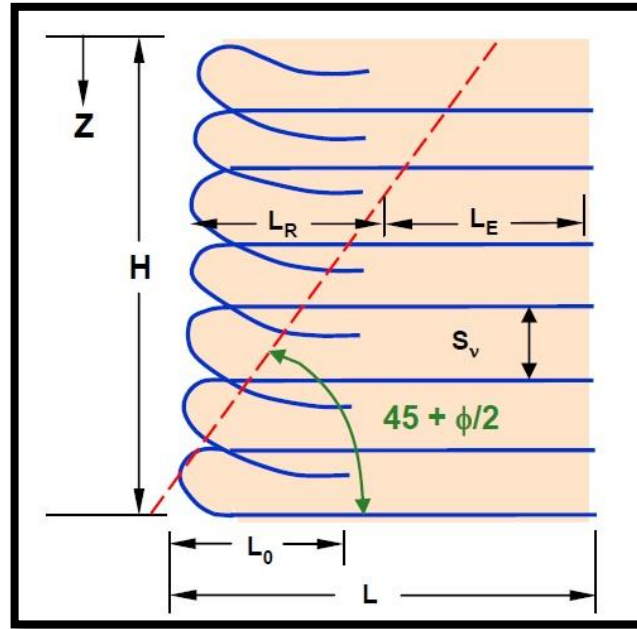
f) El establecimiento de Cargas Sísmicas, que dependerá de los factores sísmicos de la zona dónde se esté diseñando el Muro.

2.6.2.6. 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 los Geotextiles:

FIGURA 2.51 Dimensiones y Ubicación de las características del Geotextil.



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

Donde:

H: Altura de 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.

Le: Longitud de empotramiento.

Lo: Longitud del doblado 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 Sv entre capas sea el factor variable. De todas maneras la fórmula recomendable para determinar la separación vertical es:

$$S_V = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \times FS} \quad (2.9)$$

Donde:

T_{adm} : Esfuerzo admisible de 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 esfuerzo no exceda los 60 cm., así en cálculo se hayan obtenido valores mayores, aunque se puede llegar a 70 cm en las capas superiores.

- b) Se determina la longitud de empotramiento, L_e , que corresponde a la longitud de geotextil que deberá extenderse por detrás de la zona de falla. Su cálculo emplea los valores del Angulo 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 m.

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(c_a + \sigma_v \times \tan \phi_{SG})} \quad (2.10)$$

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 ($\sigma_v = \gamma x z$)

ϕ_{SG} : Ángulo 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 :

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.11)$$

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, se ajusta a este valor, que es recomendado:

$$L_o = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(\gamma \times z \times \tan \phi_{SG})} \quad (2.12)$$

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 : Adhesion del muro de geotextil al suelo.

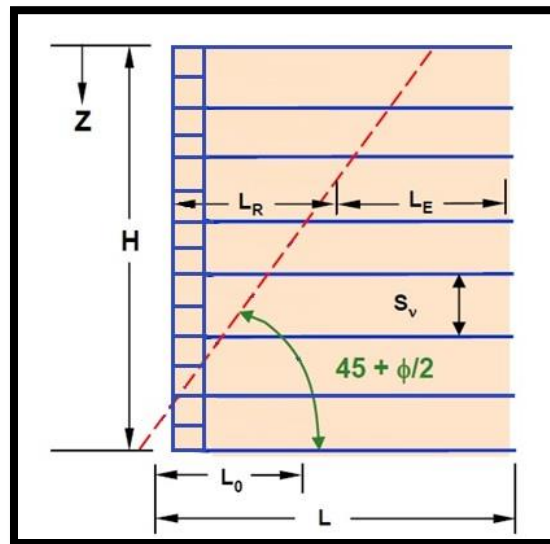
Γ : Peso específico del suelo de relleno.

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

- e) Finalmente se determina la longitud de las Capas de Geotextil, L_G :

$$L_G = S_v + L_R + L_e + L_o \quad (2.13)$$

Para la Geomalla:



Fuente: Propia

FIGURA2.52: Dimensiones y Ubicación de las características de la Geomalla

Dónde:

H: Altura de 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.

Le: Longitud de empotramiento.

- a) Para la determinación del espaciamiento entre capas o separación vertical, Sv, la formula varia respecto a la correspondiente para el diseño con geotextil. Para geomallas, 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 espaciamiento entre geomallas es constante debido a que el paramento está construido por bloques semejantes, 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 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 construir esta una técnica reciente, no fue posible recabar información respecto a experiencias con otros materiales.

$$S_v = \frac{T_{adm} \times C_i}{\sigma_h} \quad (2.14)$$

Dónde:

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, Le , 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 m.

$$Le = \frac{S_v \times \sigma_h}{2 \times C_i \times \sigma_v \times \tan \phi} \quad (2.15)$$

Dónde:

Sv: Separación entre capas de geotextil.

σ_h : Presión horizontal total a la profundidad considerada.

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

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

ϕ : Ángulo de fricción interno del suelo.

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

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.11)$$

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

$$L_G = S_V + L_R + L_e \quad (2.16)$$

2.6.2.7. 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

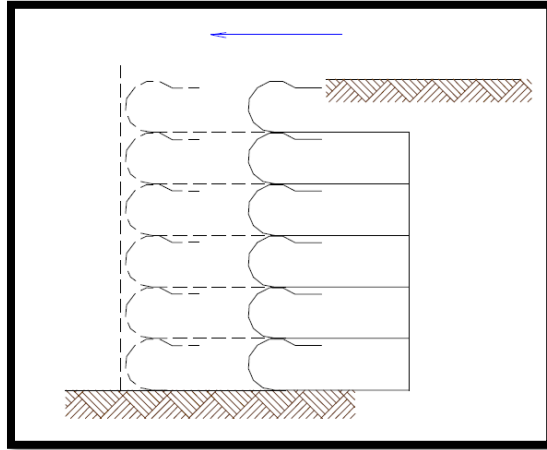
Se determina el valor de cada uno de ellos. El mismo deberá ser mayor al valor citado para el factor correspondiente.

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

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_A - 2 \times c \times H \times \sqrt{K_A} \quad (2.17)$$

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.18)$$

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

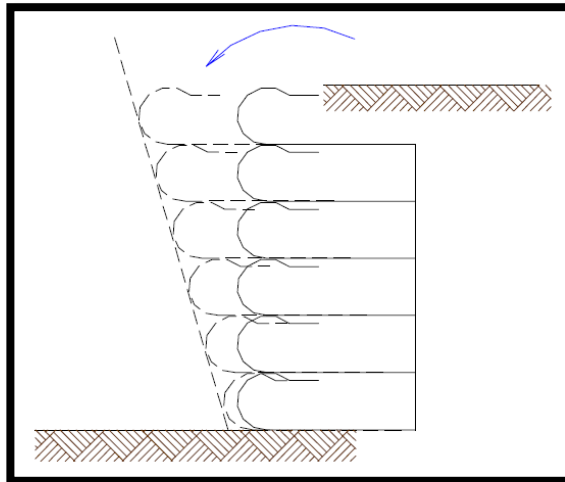


Fuente: Propia

FIGURA2.53: Falla por Deslizamiento de un Muro

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas resistentes}} \quad (2.19)$$

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

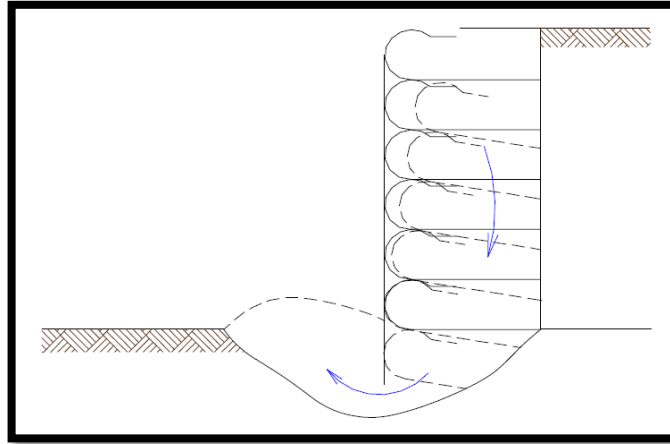


Fuente: Propio

FIGURA2.54: Falla por Volteo de un Muro.

$$FS = \frac{\sum \text{Momento resistente}}{\sum \text{Momento volcante}} \quad (2.20)$$

- d) 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 fórmulas que determina la Geotecnia tradicional.



Fuente: Propio

FIGURA 2.55: Fallas en la Fundación de un Muro.

La profundidad de la cimentación debe tener un valor mínimo, con el fin de garantizar una estabilidad general de la estructura y al mismo tiempo la reducción de asentamientos debido a la carga del muro. Al tener en cuenta una profundidad de cimentación se incrementa el factor de seguridad contra el deslizamiento de la estructura.

Según Luciano Rivera, en estructuras en las cuales exista la posibilidad de que las capas de suelo de la cimentación puedan ser socavadas o erosionadas recomienda trabajar con las profundidades mínimas mostradas en el cuadro 11.9, con el fin de garantizarle a la estructura unas condiciones de estabilidad suficientes durante todo su período de diseño.

En caso de tener muros a media ladera se deberá tener en cuenta una reducción en la capacidad portante por efecto de disminución de material de soporte en la base del muro. Para tal efecto, deberá emplearse alguna de las metodologías propuestas por diversos autores, entre los que se encuentra Brinch Hansen o Meyerhoff modificado, y que se pueden encontrar en textos de diseño de cimentaciones.

CUADRO 2.8 Profundidades mínimas de cimentación para muros en suelo reforzado y taludes

| INCLINACIÓN DEL SUELO DE RELLENO | MÍNIMA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN |
|----------------------------------|-----------------------------------|
| HORIZONTAL | H/20 |

| | |
|--|------|
| 3H:1V | H/10 |
| 2H:1V | H/7 |
| 3H:2V | H/5 |
| PARA MUROS DE ESTRIBOS DE PUENTES | H/10 |

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

$$\sigma_{ult} = c \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_{SF} \times B \times N_\gamma \quad (2.21)$$

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

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.22)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad (2.23)$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan \phi \quad (2.24)$$

Se deben sustituir los valores obtenidos de estas fórmulas, por valores previamente calculados, los mismos que se encuentran tabulados, y se muestran en el ANEXO 3.

La presión admisible que generan las cargas verticales se representa por la fórmula a continuación.

$$\sigma_{apl} = \sum \sigma_v \quad (2.25)$$

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

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}} \quad (2.26)$$

2.6.2.8. Diseño De Subdrenaje

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.

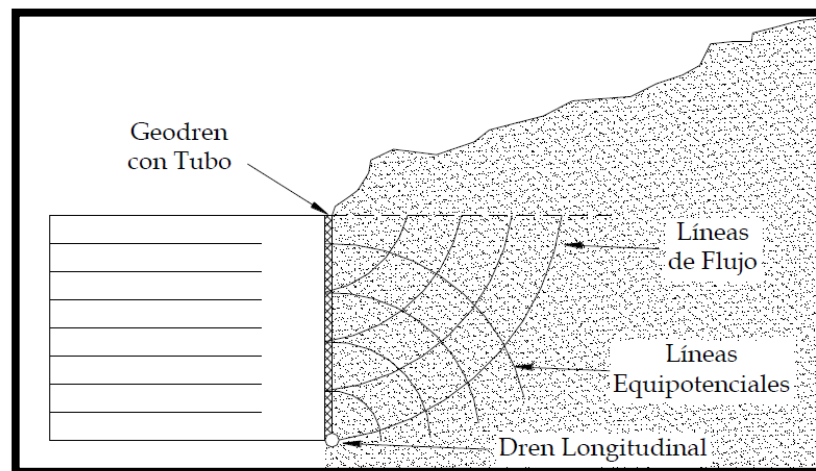


FIGURA 2.56 Drenaje en Muro Reforzado

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.

Establecimiento del sitio o sitios dónde 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.

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 realizará mediante la aplicación de la Ley de Darcy, conociendo la permeabilidad del medio K_s .

$$Q_{Dml} = K_s \cdot A \cdot \frac{f}{n}$$

Donde:

K_s : Permiabilidad del suelo.

f: Número de intervalos entre líneas de corriente (o número de caudales de flujo)

n: Número de intervalo entre líneas equipotenciales.

A: Área por unidad de longitud (En general se considera igual a h (m) x1(m)).

Se obtiene el caudal por metro cuadrado:

$$Q_{m^2} = \frac{Q_{Dml}}{H}$$

Y finalmente el caudal total

$$Q_{total} = Q_{Dml} \cdot L_L$$

Dónde:

L_L : Longitud del muro

Selección de 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:

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

Dónde:

TAA: Tamaño de apertura aparente. Es la apertura 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 este. 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 N° 200) B es función del coeficiente de uniformidad C_u , de la siguiente manera:

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

$$2 \leq C_u \leq 4 \quad \text{Usar } B = 0.5C_u$$

$$4 \leq C_u \leq 8 \quad \text{Usar } B = 8/C_u$$

Dónde $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

- 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:

$$K_G \geq K_S$$

Dónde:

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.

$$K_G \geq K_S \cdot K_S$$

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.

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} .

$$p_{req} = \frac{Q_{m^2}}{e}$$

Donde:

Q_{m^2} : Caudal por metro cuadrado

e: Espesor del geotextil

- Se calcula la permitividad disponible

$$p_{adm} = \frac{p_{ult}}{FR_{CB} \times FR_{in} \times Fr_{CR} \times FR_{CC} \times FR_{BC}}$$

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

$$FS = \frac{p_{adm}}{p_{req}} > 1$$

Determinación del número de georedes necesarias para conducir el caudal del 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:

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

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.

$$FS = \frac{\theta_{adm}}{\theta_{req}} > 1$$

Establecimiento del sistema de evacuación de líquidos captados por el geodren.

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.

2.6.2.9. Procedimiento Constructivo

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

- 1) Preparación de la Fundación.
- 2) Colocación del Geotextil.
- 3) Colocación del Material de Relleno.
- 4) Construcción de las Capas.
- 5) Conformación de la Fachada o Paramento.

Los mismos serán descritos a continuación.

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 realizara 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 60 cm por debajo del nivel inicial de la primera capa de 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.

Colocación del geotextil.

El rollo de geotextil deberá colocarse con el sentido a partir de 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 traslapo mínimo de 30 cm 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.

Colocación del material de relleno.

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

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

El grado de compactación deberá ser el 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.

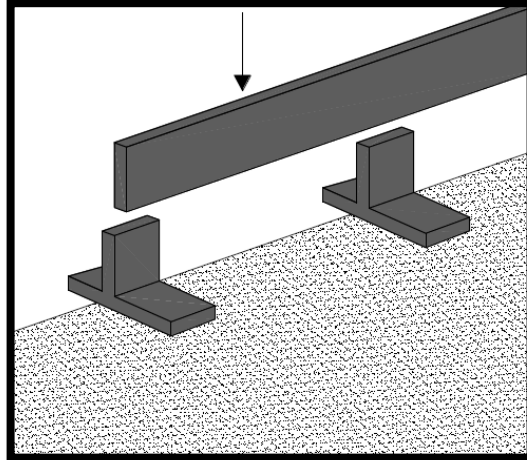
Sería recomendable, que en los primeros 60 cm más cercanos al borde del muro se trabaje con compactadores manuales.

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 Fijos.

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.

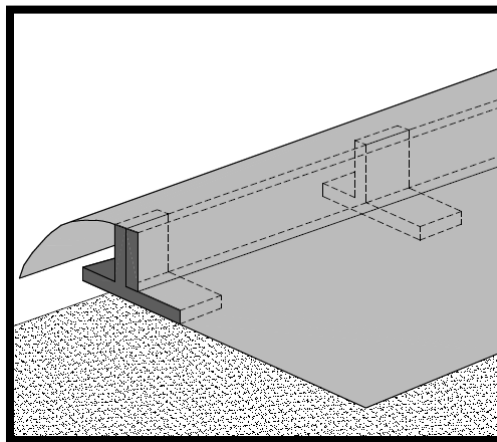
La cara vertical, está compuesta por un tablón con una altura ligeramente superior a la de la capa que este conformado. El mismo, se fija a unas estructuras de manera también, las cuales se denominan ménsulas y cumplen con la función de soporte del tablón.



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

FIGURA2.57: Colocacion de la formaletas

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

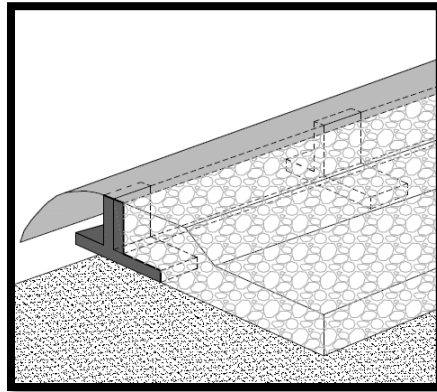


Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

FIGURA2.58: Colocacion de Geotextil

- c) El material de relleno deberá ser colocado, de acuerdo al proceso mencionado en el punto 2.9.2.3. Adicionalmente, habra que prever la construccion de un montículo de 30 a 60 cm de ancho a partir de la cara del muro. Dicho montículo, sera conformado

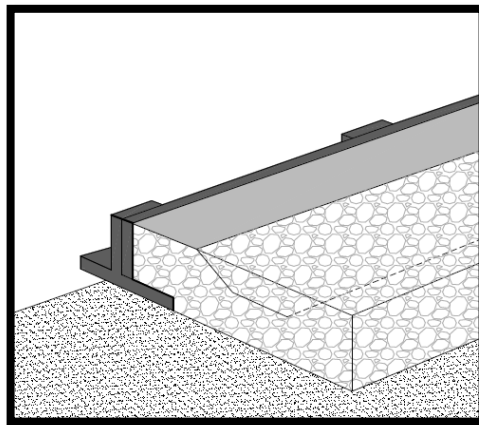
inmediatamente después de haber compactado la primera capa y deberá alcanzar la altura de diseño de la capa a la cual pertenece.



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

FIGURA2.59: Colocación de montículo

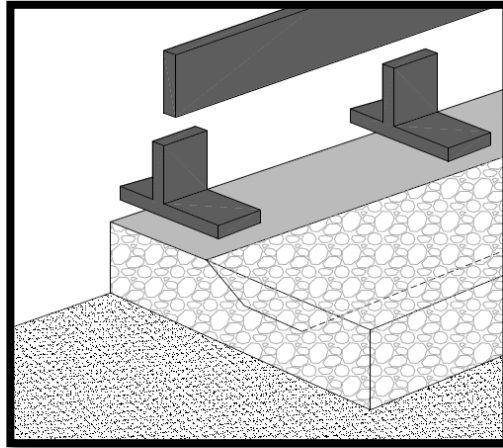
- d) El extremo del geotextil que se había dejado suelto anteriormente para realizar el pliegue superior, deberá colocarse sobre el montículo.
- e) Material de relleno adicional, deberá colocarse para alcanzarla altura de diseño de la capa, para ser posteriormente compactado.



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

FIGURA2.60: Compactación hasta alcanzar la altura de la capa.

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



Fuente: Manual de Diseño de PAVCO

FIGURA2.61: Construcción de las capas siguientes.

Fachada

Una vez alcanzada la altura final del muro, se procederá a construir su fachada. Es indispensable realizar el cubrimiento del muro 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 electro soldada, 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.

2.6.3. Muro De Suelo Reforzado Mediante Geoceldas

Las geoceldas son sistemas de confinamiento celular de suelos, conformadas por paneles de polietileno dispuesto en forma de tiras. Estas tiras están unidas por soldadura y conforman secciones extremadamente fuertes, que al expandirse adoptan la configuración “panal de abejas”.

Este sistema amplía o mejora la capacidad del material de relleno para un amplio rango de aplicaciones, utilizando los principios de confinamiento. Los materiales de relleno confinados, se comportan sustancialmente mejor comparándolos con aquellos materiales no confinados.

La geocelda toma el concepto de confinamiento en dos dimensiones (largo y ancho) y lo extiende con una tercera dimensión (profundidad). Este confinamiento vertical y horizontal en la profundidad del estrato base representa un salto cualitativo en la tecnología de estabilización y tiene un gran efecto sobre el costo efectivo de su aplicación en términos de largo plazo.

En el caso de las geoceldas, existen dos tipos de estructuras geotécnicas en las cuales se puede utilizar, una de estas estructuras tiene el comportamiento de muro de gravedad, mientras que la otra se comporta como una estructura de suelo reforzado propiamente, como se puede ver en las figuras respectivamente.

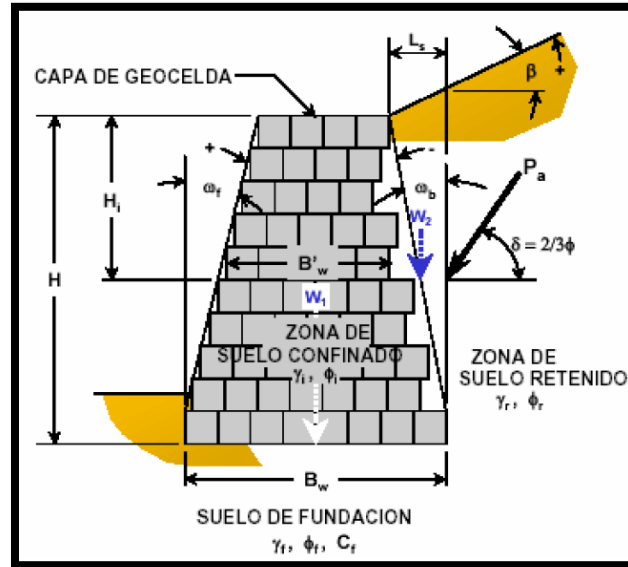


FIGURA 2.62 Muro de gravedad de geoceldas

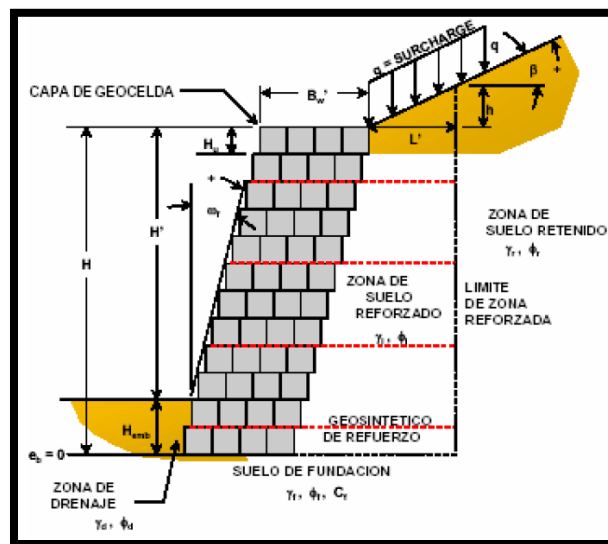


FIGURA 2.63 Muro de suelo reforzado con geoceldas

El proceso de diseño de este tipo de estructura es similar al descrito anteriormente, el procedimiento de cálculo se puede dividir en 3 etapas:

- Estabilidad Externa
- Estabilidad Interna
- Estabilidad Local

2.6.3.1. Análisis de Estabilidad Externa

En esta etapa, se tendrá que considerar los siguientes modos potenciales de falla, tal como se muestra en la figura.

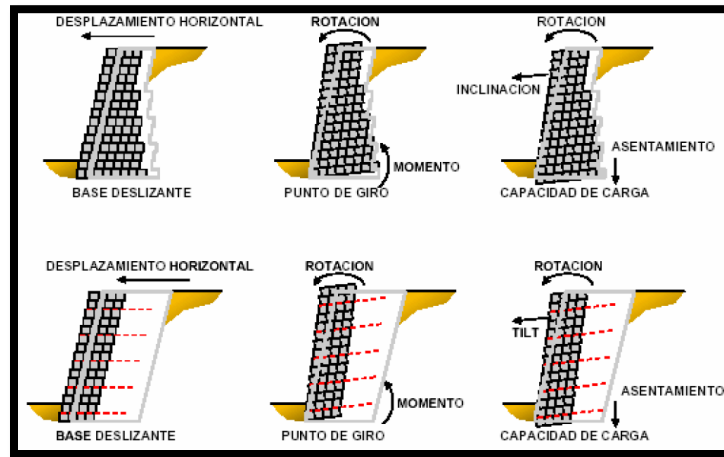


FIGURA 2.64 Modos de falla de estabilidad externa

Para ello es necesario seguir los siguientes pasos:

Paso 1: Determinación del coeficiente de empuje de tierras, K_a .

Para el caso de muros de gravedad, se utiliza la Teoría de Coulomb, para la determinación del coeficiente de empuje K_a :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega_b)}{\cos^2 \omega_b \cdot \cos(\omega_b - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega_b - \delta) \cdot \cos(\omega_b - \beta)}} \right]}$$

Nota.- Para casos de análisis de secciones individuales de geoceldas, se tiene que asumir $\omega_b = 0$.

Para el caso de muros de suelo reforzado, se utiliza la teoría de Rankine, para poder hallar K_a' :

$$K_a' = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Donde:

K_a, K_a' : coeficiente activos de empuje de tierra

ϕ : ángulo de fricción del suelo retenido

ω_b : ángulo de la cara interior del muro con respecto a la vertical.

d: ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

b: ángulo con respecto a la horizontal del superficie del terreno retenido

Paso 2: Determinación de las fuerzas del terreno, que actúan en la estabilidad externa.

Para el caso de muros de gravedad, la altura H es la altura total de las capas de geoceldas apiladas una encima de otra.

$$P_{sh} = 0.5 \cdot Ka \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot \cos \delta$$

$$P_{sv} = 0.5 \cdot Ka \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot \sen \delta$$

$$P_{qh} = Ka \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta$$

$$P_{qv} = Ka \cdot q \cdot H \cdot \sen \delta$$

Para el caso de muros de suelo reforzado, la altura que se considera es (H+h) la cual corresponde a la altura posterior a la del suelo reforzado; además el coeficiente de empuje del terreno Ka' se halla considerado \emptyset_r .

$$P_s = 0.5 \cdot Ka' \cdot \gamma_r \cdot (H + h)^2 \cdot \cos \beta$$

$$P_q = Ka' \cdot q \cdot (H + h) \cdot \cos \beta$$

Donde:

P_s : Fuerza debido al empuje del terreno retenido.

P_q : Fuerza debido a una carga uniformemente repartida.

P_{sh} : Fuerza horizontal debido al terreno retenido.

P_{sv} : Fuerza vertical debido al terreno retenido.

P_{qh} : Fuerza horizontal debido a carga uniformemente repartida.

P_{qv} : Fuerza vertical debido a carga uniformemente repartida.

γ_r : Peso específico del suelo retenido.

q: carga uniformemente repartida sobre el muro.

H: altura del muro.

h: altura de la superficie del suelo retenido sobre el refuerzo.

Paso 3: Determinación del peso del muro para la resistencia al desplazamiento.

Para muros de gravedad, se considera el peso total de todas las capas apiladas de geoceldas, más el peso del suelo que se encuentra sobre el talón de la cimentación más la sobrecarga muerta aplicada el muro.

$$W' = [(H \cdot B_w) - (0.5 \cdot H^2 \cdot \tan \omega_f)] \cdot \gamma_i$$

$$W' = W_1 + W_2 + L_s \cdot \gamma_r$$

Ahora, para $\omega_b \leq 0$; $W = W'$

Para $\omega_b > 0$; $W = W' + (0.5 \cdot H^2 \cdot \tan \omega_b) \cdot \gamma_i$

Para el caso de los muros de suelo reforzado, el peso considera para fines de la resistencia al desplazamiento, será el de toda la estructura incluyendo la zona de suelo reforzado.

$$Wr = [(H \cdot L) - (0.5 \cdot H^2 \cdot \tan \omega_f) + (0.5 \cdot h \cdot L')] \cdot \gamma_i$$

Donde:

W, Wr: peso del muro.

B_w : Base del muro

ω_f : Ángulo con respecto a la vertical de la cara exterior del muro.

ω_b : Ángulo de fricción del suelo de relleno.

L_s : longitud de la componente horizontal de la cara interior del muro.

L' : longitud adicional del refuerzo.

Paso 4: Determinación del Factor de Seguridad al Desplazamiento.

Este factor de seguridad es el correspondiente a la resistencia que ejerce la estructura a desplazarse a lo largo de su base debido a los empujes ejercidos por las fuerzas externas; en la figura 2.64 se muestra el mecanismo de esta falla. El Factor de Seguridad al Desplazamiento FS_{sl} deberá de ser mayor a 1.5 ($FS_{sl} > 1.5$), para que un diseño se pueda considerar un diseño como aceptable.

En la determinación de este factor de seguridad para muros de gravedad, para el desplazamiento a lo largo de la base B_w , se tendrá que considerar el menor valor de ϕ_i o ϕ_f .

$$FS_{sl} = \frac{(W' + P_{sv} + P_{qv}) \cdot \tan \phi_f}{(P_{sh} + P_{qh})} + c_f \cdot B_w, \text{ o } FS_{sl} = \frac{(W' + P_{sv} + P_{qv}) \cdot \tan \phi_f}{(P_{sh} + P_{qh})}$$

En lo que se refiere a los muros de suelo reforzado, la resistencia al desplazamiento es provista también en la base a lo largo de toda la longitud de la zona de refuerzo L; usando el menor valor de ϕ_i , ϕ_d o ϕ_f .

$$FS_{sl} = \frac{Wr \cdot \tan \phi_f}{(P_s + P_q)}$$

Nota.- Para fines ilustrativos, en ambos casos se ha utilizado el valor de ϕ_f .

Donde:

FS_{sl} : Factor de seguridad contra deslizamiento.

f_f : Ángulo de fricción del suelo de cimentación

C_f : Cohesión del suelo de cimentación.

Paso 5: Determinación del Factor de Seguridad al Vuelco.

Este factor depende de las fuerzas que actúan sobre la estructura, las cuales generan momentos resistentes y momentos actuantes; estos últimos son los que tienden a volcar a la estructura, mientras que los momentos resistentes evitan el vuelco. Para fines de diseño se recomienda que el Factor de Seguridad al Vuelco FS_{ot} sea mayor a 2.0 ($FS_{ot} > 2$) para un diseño óptimo.

$$FS_{ot} = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}}$$

Donde:

FS_{ot} : Factor de seguridad contra vuelco.

Para el caso de los muros de gravedad, los momentos se consideran teniendo como punto de rotación el extremo exterior de la base Bw como se puede ver en la figura 2.62

En el caso de muros de suelo reforzado, los momentos también tienen como punto de rotación el extremo exterior de la base; la base a considerar tiene una longitud L, que corresponde a la longitud del refuerzo de geosintético tal y como se muestra en la figura 2.63.

Paso 6: Determinación del Factor de Seguridad a la Capacidad de Carga FS_{bc} .

Para obtener este factor de seguridad simplemente se realiza la comparación entre la capacidad de carga última del terreno y los esfuerzos aplicados al terreno por la estructura. La capacidad última del terreno se halla mediante los procedimientos convencionales de la mecánica de suelos o mediante ensayos de campo; mientras que para determinar los esfuerzos aplicados, se tendrá que usar el método conservador de Meyerhof para distribución de cargas.

Con fines de diseño, este factor de seguridad tendrá que ser mayor a 2.0 ($FS_{bc} > 2.0$) para muros de gravedad, mientras que para muros de suelos reforzados este tendrá que ser mayor a 2.5 ($FS_{bc} > 2.5$), para lograr diseño aceptable.

$$FS_{br} = \frac{\textit{Capacidad Portante}}{\textit{Esfuerzos Aplicados}}$$

Dónde:

FS_{bc} : Factor de seguridad contra la capacidad de carga.

En el caso de los muros de gravedad, los esfuerzos aplicados distribuirán considerando como base B_w , en una longitud efectiva de acuerdo a la excentricidad.

En el caso de los muros de suelos reforzados, la base a considerar para toda la estructura será longitud L del refuerzo, tal como se aprecia en la figura 2.63.

2.6.3.2. Análisis De Estabilidad Interna

En el caso de la estabilidad interna, en este tipo de estructuras se tendrá que considerar los siguientes modos de falla mostrados en la figura

- Deslizamiento interno
- Vuelco interno
- Diseño de los refuerzos
- Resistencia de cada capa de refuerzo
- Fatiga.
- Anclaje de cada capa.

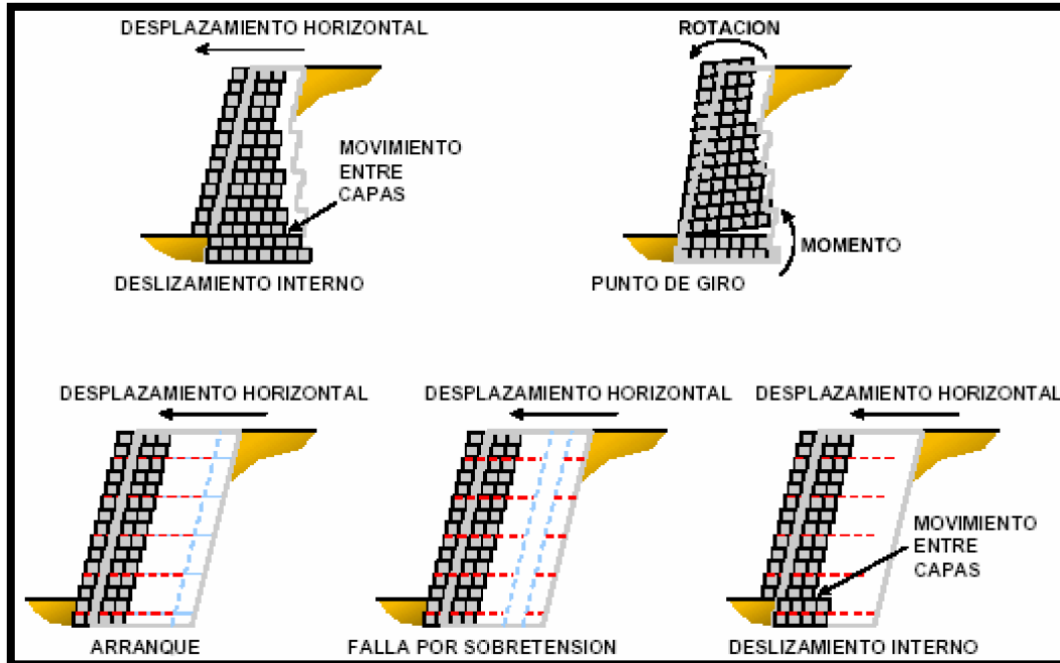


FIGURA 2.65 Modos de falla de estabilidad interna

Paso 1: Determinación del Factor de Seguridad al Desplazamiento Interno FS_{sl} .

Este análisis es muy similar al del desplazamiento externo visto anteriormente, excepto que la superficie de falla ocurre entre capas, o a menor altura que la altura total H .

Esta es una forma de verificar que disminución del ancho de las capas sean los correctos conforme exista más altura, en el caso de los muros de gravedad; mientras que en los muros de suelo reforzado, asegura que el incremento de la separación de los refuerzos de geosintéticos en las capas superiores, no cree una superficie de desplazamiento más crítica que aquella resultando de considerar la altura total de la estructura (ver paso 4, Estabilidad Externa). Generalmente este factor deberá de ser mayor que 1.5 ($FS_{sl} > 1.5$) para un diseño aceptable.

$$FS_{sl} = \frac{\text{Resistencia al deslizamiento}}{\text{Fuerzas laterales aplicadas}}$$

Para muros de gravedad, se determina las cargas laterales aplicadas, para cada incremento de altura del muro, H_i . Este incremento se mide desde la parte superior del muro hasta cada capa de geocelda analizada; luego se comprueba la resistencia al deslizamiento de cada capa considerando una base B'_w para cada una, como se puede ver en la figura 2.62.

En el caso de los muros de suelo reforzado, se realiza el mismo procedimiento que en los muros de gravedad a excepción que la base de desplazamiento para cada capa será B_w' , tal y como se muestra en la figura 2.64.

Paso 2: Determinación del Factor de Seguridad de Vuelco Interno FS_{ot} .

Este se halla para cada incremento de altura H_i , usando una base B_w' para cada capa de geocelda. Este valor de FS_{ot} ($FS_{ot} > 2.0$) tendrá que ser mayor que 2.0 para que se dé por aceptado el diseño.

$$FS_{ot} = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}}$$

Para el caso de muros de gravedad, se tiene que hallar los momentos que actúan sobre la estructura con respecto al talón exterior de la base; para esto se tiene que considerar una base B_w' para cada capa de geocelda de altura H_i , como se puede ver en la figura 2.62.

En lo que respecta a muros de gravedad, con este último paso concluye el diseño de la estructura de contención, los siguientes pasos descritos a continuación solo son aplicables al diseño de muros de suelo reforzado.

Paso 3: Determinación del diseño de los refuerzos de geosintéticos.

Este consiste en hallar la Fuerza de Resistencia en la Longitud Final de Diseño (LTDS) y un coeficiente de interacción C_i . Los datos de la resistencia a los esfuerzos de los esfuerzos de geosintético son dados de fábrica, entonces el procedimiento para hallar el esfuerzo LTDS incluye la determinación de los siguientes factores de seguridad; (1) falla por fatiga o creep, (2) daños en construcción, (3) durabilidad química, (4) durabilidad biológica y (5) otros factores.

Paso 4: Determinación de la resistencia a las cargas aplicadas a cada capa de geosintético de refuerzo.

Esto se refiere a los esfuerzos laterales que la estructura tendrá que resistir para ser internamente estable. En este caso se hallara un coeficiente de empuje K_a' , el cual se hallará en función de ϕ_i .

Para hallar el espaciamiento vertical de cada refuerzo, se considerara el área tributaria A_c para cada capa de refuerzo, esta área es aquella entre los puntos medios de la distancia que

existe entre cada capa de refuerzo. La fuerza aplicada para cada capa de refuerzo F_g , será igual al esfuerzo lateral aplicado en la distancia D (entre puntos medios) del área tributaria, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F_g = (\gamma_i \cdot D + q) \cdot K a' \cdot A_c \cdot \cos \beta$$

Paso 5: Determinación del Factor de Seguridad al Esfuerzo de Fatiga FS_{tos} .

Este factor es el que compara la carga aplicada debido a los esfuerzos laterales en los refuerzos con la resistencia a la tensión de los refuerzos. Para estructuras pequeñas y sin importancia este valor de FS_{tos} deberá de ser mayor a la unidad ($FS_{tos} > 1.0$); mientras que para estructuras mas importantes este deberá de ser mayor a 1.2 ($FS_{tos} > 1.2$), para que se de por aceptado un diseño. Este factor de seguridad está definido como:

$$FS_{op} = \frac{AC}{F_g}$$

La capacidad de anclaje AC para cada refuerzo, puede ser calculada teniendo en cuenta las propiedades de anclaje de terreno o cohesión C_i , la cual se aplica en toda la longitud de anclaje de refuerzo L_a y en una profundidad d , al punto medio de la longitud de anclaje; esto se puede ver en la siguiente ecuación:

$$AC = 2 \cdot L_a \cdot C_i \cdot \gamma_i \cdot d \cdot \tan \phi_i$$

2.6.3.3. Análisis De Estabilidad Local

Los análisis de estabilidad local para los modos de falla mostrados en la figura 2.66, se realizan para tener la seguridad de que la cara exterior de geoceldas y el suelo reforzado mediante geosintéticos, formen una estructura.

Paso 1: Determinación del Factor de Seguridad por Falla de Conexión FS_{cs} .

Este factor de seguridad se refiere a la unión que ay entre el refuerzo de geosintético y la cara de geoceldas. El esfuerzo de conexión C_s , generalmente es hallado mediante ensayos de laboratorio en modelos a escala. En sistemas de geoceldas, generalmente basados en suelos granulares, la conexión predominantemente es de característica friccionante, es por eso que puede ser calcula con cierto grado de certeza; para un diseño aceptable el factor de seguridad

FS_{cs} ($FS_{cs} > 1.5$) deberá ser mayor a 1.5, el cual se tendrá que calcular para cada conexión entre la geocelda y la capa de refuerzo, de la siguiente manera:

$$FS_{cs} = \frac{C_s}{Fg}$$

Paso 2: Probabilidad de pandeo entre capas

Se refiere a las capas de geosintéticos de refuerzo, se determina analizando la capacidad al corte que existe entre las capas de geoceldas debido a la aplicación de una fuerza cortante. La fuerza cortante aplicada en el fondo de cualquier capa está determinada por la fuerza de empuje lateral del terreno total, menos la fuerza aplicada calculada sobre la capa de geosintético anterior a esta capa, la capacidad de corte S_c entre capas de geoceldas ha sido determinada usando un medaleamiento a escala real.

La capacidad de carga S_c puede ser calculada en el fondo de cada capa de geocelda. El factor de seguridad para capacidad de corte FS_{sc} es calculado como se muestra:

$$FS_{sc} = \frac{S_c}{(\text{Fuerza lateral aplicada} - \sum Fg(\text{capas anteriores}))}$$

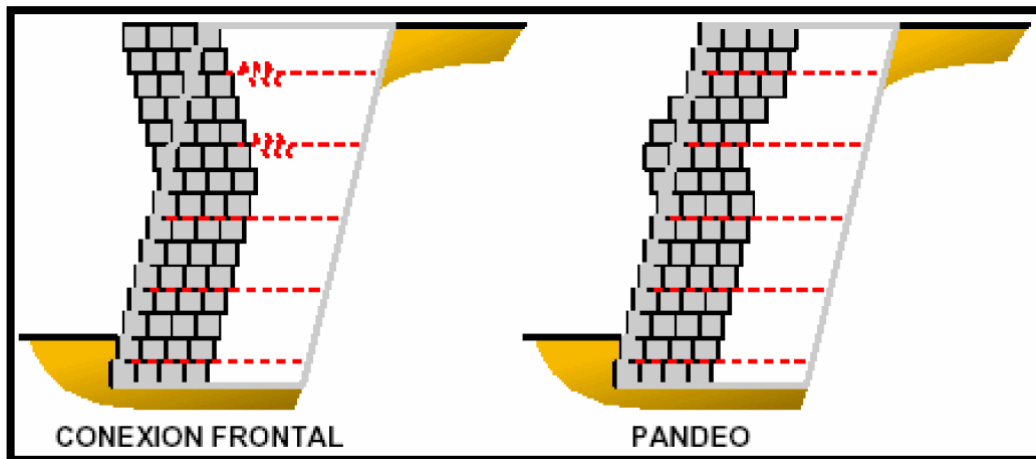


FIGURA2.66 Modos de falla de estabilidad local

Paso 3: Altura máxima de capas sin refuerzo.

Esto se refiere a la altura de muro superior a la capa superior de refuerzo de geosintético, la cual deberá de ser analizada como un muro de gravedad para así asegurar que no existan

fallas por deslizamiento, ni por vuelco, tal y como se describe en los pasos 7 y 8 del análisis de estabilidad externa.

Paso 4: Diseño de drenaje apropiado.

Este es fundamental para una buena actuación de los muros de contención de geoceldas. Generalmente, el relleno granular usado en los muros de geoceldas, constituye un buen medio de drenaje para la disipación de la presión hidrostática y deberá de ser extendida unos 300 mm a 600 mm detrás de la sección de geocelda como puede ver en la figura 2.67

Si el suelo que se está reteniendo tiene una gradación más fina que la del suelo de relleno, se deberá proteger con un filtro de geotextiles. Para muros sumergidos, estructuras en la costa o zonas que tengan un flujo considerable de agua subterránea, se requerirá de un sistema de drenaje más completo.

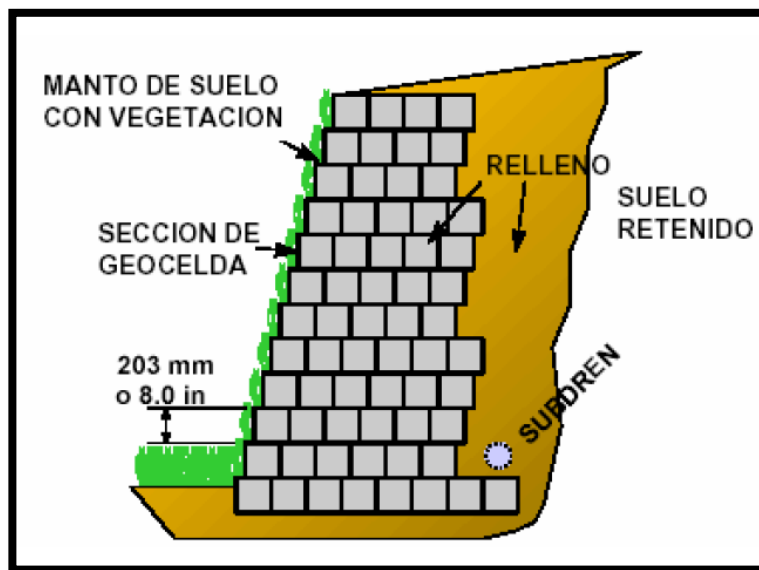


FIGURA2.67 Esquema del drenaje en muros de geoceldas

2.6.4. Muro De Contención De Gaviones

Los gaviones son elementos modulares, fabricados con malla hexagonal a doble torsión, reforzados en los bordes con alambre más grueso, y divididos en celdas mediante diafragmas colocados a cada metro.

Los gaviones dan una adecuada respuesta a múltiples necesidades de la Ingeniería Civil. Las obras que se pueden realizar son de fácil construcción, no necesitan cimentaciones profundas,

no requieren de mano de obra calificada y resultan más económicas que las que emplean soluciones rígidas o semi-rígidas.

Al ser rellenos con piedras, forman estructuras flexibles, monolíticas, permeables y armadas, que encuentran una adecuada aplicación en distintas áreas.

La monoliticidad del conjunto permite mantener la integridad de la estructura, aún en el caso de solicitaciones mayores que las previstas. Los alambres que constituyen la malla transmiten y distribuyen las tensiones en toda la estructura. En general, la eficiencia de los gaviones aumenta con el paso del tiempo, ya que la vegetación que puede desarrollarse sobre ellos protege y consolida la estructura, integrándola además con el paisaje circundante.

Los muros de gaviones representan una solución extremadamente válida desde el punto de vista técnico para construir muros de contención en cualquier ambiente, clima y estación.

Tales estructuras son inmediatamente eficientes, no necesitando mano de obra especializada o medios mecánicos particulares, a menudo las piedras para el relleno se encuentran en las cercanías. Las principales ventajas de los muros de gaviones son:

- Extrema flexibilidad que permite a la estructura adaptarse a los movimientos del terreno sin comprometer la estabilidad y la eficiencia.
- Alta resistencia al empuje del terreno siendo calculados como estructura monolítica a gravedad.
- Elevada permeabilidad que facilita el saneamiento del terreno dejando filtrar el agua de la escarpa.

El procedimiento de diseño se basa en la verificación de los factores de seguridad al deslizamiento, al vuelco y al asentamiento, para un muro con una altura determinada. A continuación se muestra el procedimiento de diseño paso a paso:

Paso 1: Se procede a calcular el coeficiente de empuje del suelo retenido, considerando la Teoría de Coulomb, para lo cual se están considerando los siguientes criterios:

- La superficie de falla se considera que es plana.
- La fuerza de fricción interna está distribuida uniformemente a lo largo de la superficie de falla.
- La cuña de terreno entre la superficie de falla y el muro se considera indeformable.

- Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo retenido en contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo tenga un pequeño ángulo de inclinación con respecto a la recta normal a la cara interna del muro.
- La falla se analiza como si fuera bidimensional, considerando una franja de ancho unitario del muro y considerando la estructura como continua e infinita.

Además, para no sobredimensionar la estructura, dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático, considerando las condiciones permeables del gavión. Es conveniente inclinar el muro contra el terreno unos 6° pudiéndose alcanzar los 10° , de esta forma se disminuye el valor del coeficiente de empuje activo, tal y como se muestra en la siguiente figura.

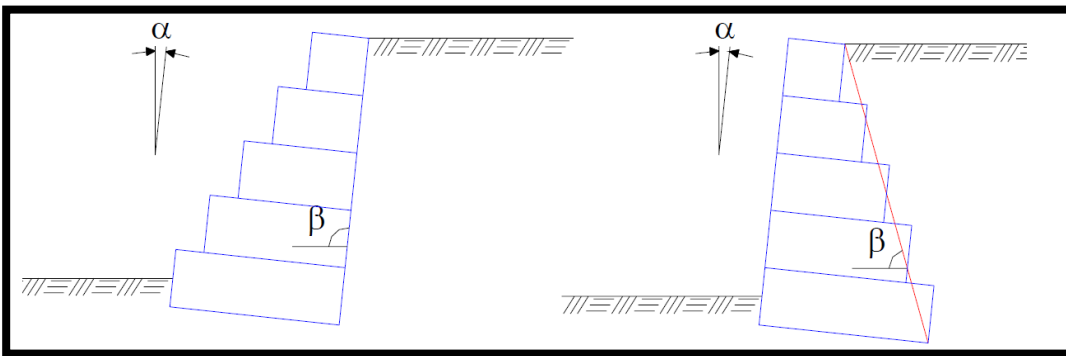


FIGURA2.68 Tipos de muro de gaviones

Luego el Coeficiente de Empuje Activo, se halla de la siguiente manera:

$$Ka = \frac{A}{(B \cdot C)}$$

Dónde:

$$A = \sin^2(\beta + \varphi)$$

$$B = \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta)$$

$$C = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2$$

Dónde:

Φ = Ángulo de fricción del suelo retenido; mientras que los valores de β , δ y ε dependen de la geometría de la estructura, cualquiera sea los casos mostrados a continuación en la figura 2.69 y en la figura 2.70.

Pasó 2: Conociendo ya el coeficiente de empuje activo de suelo, se podrá hallar la fuerza de empuje del terreno, con la siguiente formula:

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot Ka - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{Ka}$$

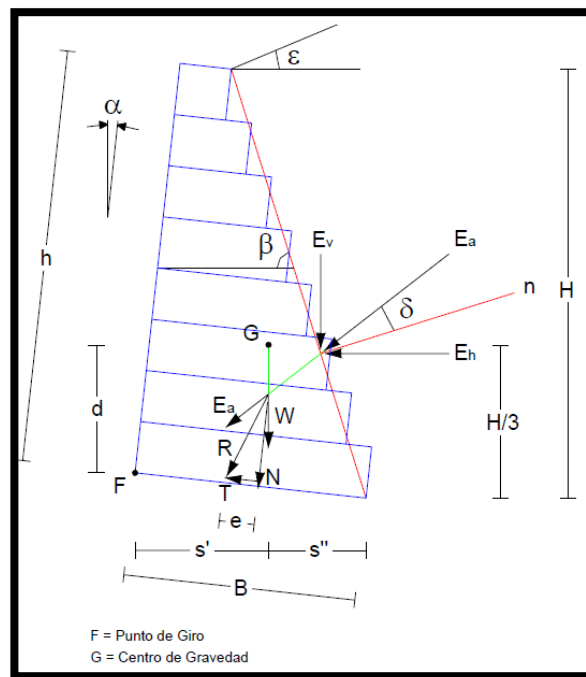


FIGURA 2.69 Geometría del muro de gaviones

En la cual:

γ_s = peso específico del suelo

c = cohesión

$H = [h + (b - a) \cdot \tan \alpha] \cdot \cos \alpha$, altura actuante del empuje, siendo:

h = altura del muro

b = base del muro despreciado los escalones externos

a = ancho del muro en la cima

En el caso de sobrecarga sobre terraplén, siendo q el valor de la misma, esta es asimilada a un relleno de altura h_s de las mismas características del terreno siendo $h_s = \frac{q}{\gamma_s}$. Luego el empuje será:

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot Ka \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{h_s}{H}\right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{Ka}$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta $q = 1.5$ a 2.0 toneladas por m^2 . La altura del punto de aplicación del empuje es de difícil evaluación y varía bastante en la práctica, normalmente puede producirse a una altura comprendida entre $1/2H$ y $1/3H$.

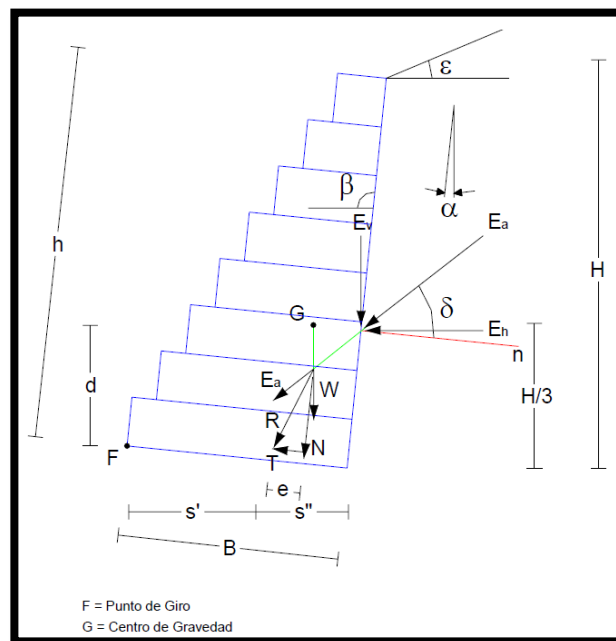


FIGURA 2.70 Geometría del muro de gaviones

Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y sobrecarga. Normalmente se considera a $1/3H$.

Con sobrecarga tendremos:

$$d = \frac{1}{3} \cdot H \cdot \frac{(H + 3 \cdot h_s)}{(H + 2 \cdot h_s)} - B \cdot \sin \alpha$$

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

Paso 3: Una vez conocida la fuerza de empuje, así como su punto de aplicación, se puede hallar el Factor de Seguridad al vuelco, de la misma manera que se halla para las demás estructuras anteriormente presentadas.

Luego, de la misma forma se proceden a hallar los Factores de Seguridad al Asentamiento y al Deslizamiento.

2.6.5. Muro De Contención De Suelo Reforzado Mediante Mallas Metálicas

El sistema de suelo reforzado con mallas metálicas ha sido patentado por Maccaferri y denominado Terramesh. Este es un sistema de contención de suelo reforzado mediante la utilización de mallas hexagonales de alambre galvanizado y revestidos por PVC. Además este sistema permite la construcción de un paramento externo y de una armadura de refuerzo en forma continua.

En cuanto al paramento externo se puede proponer alternativas, ya que se puede considerar como tal una estructura constituida por gaviones (Sistema Terramesh®, ver figura 2.71) o un paramento externo compuesto por el terreno natural compactado y protegido por la malla del elemento Terramesh asociado a un geosintético (Sistema Terramesh Verde®, ver figura 2.72). En nuestro caso en todos los diseños que se mostrarán capítulos adelante, se considera el Sistema Terramesh.

El procedimiento de diseño de este tipo de muro de contención, ya sea el Sistema Terramesh o el Sistema Terramesh Verde no varía mucho respecto al del sistema de muros de contención reforzados mediante geotextiles. La diferencia está en que se necesitará realizar un pre dimensionamiento de la estructura, basándose en las teorías de obras de contención a gravedad como son las de Coulomb y Rankine.

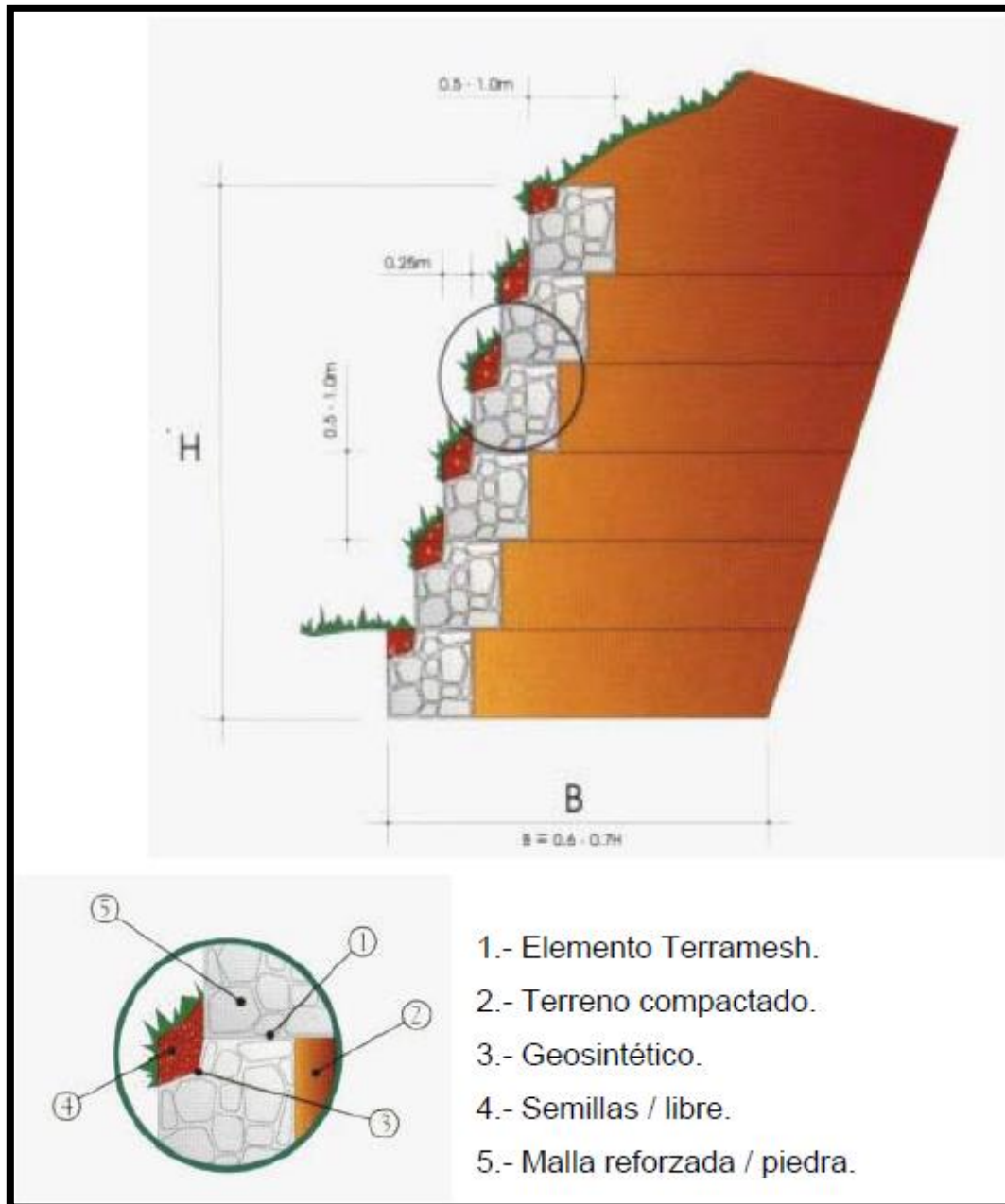


FIGURA 2.71 Sistema Terramesh

A continuación se describe los pasos a seguir en el diseño de un muro de contención mediante el Sistema Terramesh.

Paso 1: En primer lugar tendrá que realizar el pre dimensionamiento de la estructura, para así poder realizar los análisis de estabilidad externa, la cual será verificada a partir de los esfuerzos externos (empuje de suelo, sobrecargas, etc.) que actúan sobre el macizo reforzado.

Los cálculos prevén tres tipos de verificación, los cuales son:

- Deslizamiento en el plano de la cimentación.
- Vuelco del macizo reforzado.
- Presiones sobre el terreno de cimentación.

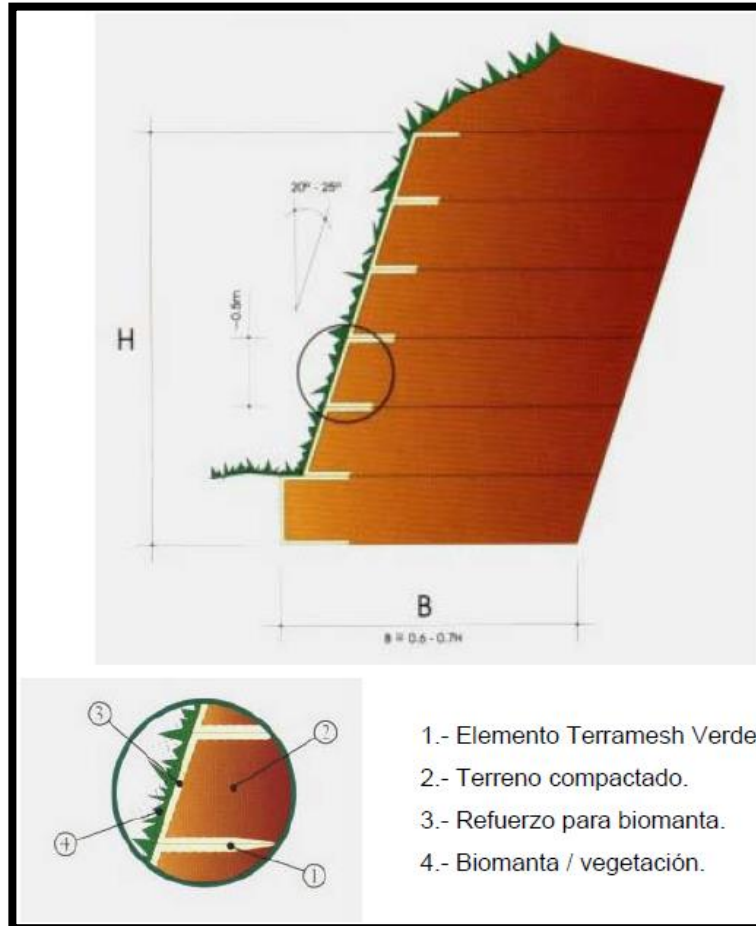


FIGURA 2.72 Sistema Terramesh Verde

Paso 2: Una vez pre dimensionada la estructura, se procede a hallar los esfuerzos externos que actuarán sobre la estructura, particularmente el empuje del suelo, al cual se le considerando igual al empuje activo y se calcula de la manera usual:

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot Hv^2 \cdot Ka$$

Dónde:

γ_s : Peso específico del suelo retenido.

Hv: Altura virtual del muro.

Ka: Coeficiente de empuje activo, dónde:

$$Ka = \frac{A}{(B \cdot C)}$$

Dónde:

$$A = \sin^2(\beta + \varphi)$$

$$B = \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \varepsilon)$$

$$C = \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \varepsilon) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \varepsilon) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2$$

Dónde:

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo retenido.

ε : Ángulo de inclinación de la superficie del terreno a contener.

El empuje activo presentará una inclinación igual al ángulo ε con respecto a la horizontal.

Entonces la única acción actuante será aquella provocada por la componente horizontal del empuje activo que vale:

$$\sum H = Ea \cdot \cos \varepsilon$$

Las acciones resistentes serán las siguientes:

$$\sum V = Pt + Psc + Po + Ea \cdot \sin \varepsilon$$

Dónde:

Pt: Peso del bloque de suelo reforzado.

Psc: Peso debido a la sobrecarga.

Po: Peso debido al terreno inclinado (si existe)

$Ea \cdot \sin \varepsilon$: Componente vertical del empuje activo.

Pasó 3: Conociendo los valores de las fuerzas que inciden en la estabilidad de la estructura, se puede proceder a analizar la estabilidad externa de la estructura, tal y como se muestra a continuación:

Momento activo:

$$Ma = Ea \cdot \cos \varepsilon \cdot \frac{Hv}{3} \cdot \left[\frac{(Hv + 3 \cdot Hs)}{(Hv + 2 \cdot Hs)} \right]$$

Momento resistente:

$$Mr = Pt \cdot b_{Pt} + Psc \cdot b_{Psc} + Po \cdot b_{Po} + Ea \cdot \sin \varepsilon \cdot \left[B + \frac{Hv}{3} \cdot \left(\frac{Hv + 3 \cdot Hs}{(Hv + 2 \cdot Hs)} \right) \right]$$

Dónde:

b_{Pt} , b_{Psc} y b_{Po} son los brazos de momentos de los respectivos pesos.

Luego, la excentricidad resultante será definida por:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{(Mr - Ma)}{\Sigma V}$$

Las presiones en la base serán calculadas a través de la fórmula de Meyerhof, en la hipótesis de distribución uniforme de los esfuerzos verticales sobre la base efectiva $B - 2|e|$.

$$\sigma v = \frac{(\Sigma V)}{(B - 2|e|)}$$

En la fase de dimensionamiento inicial del bloque de Terramesh, se aconseja normalmente la adopción como valor de la primera tentativa $B = 0.6 H$ a $0.8 H$, con tal configuración calcular las acciones antes descriptas determinando los siguientes factores de seguridad:

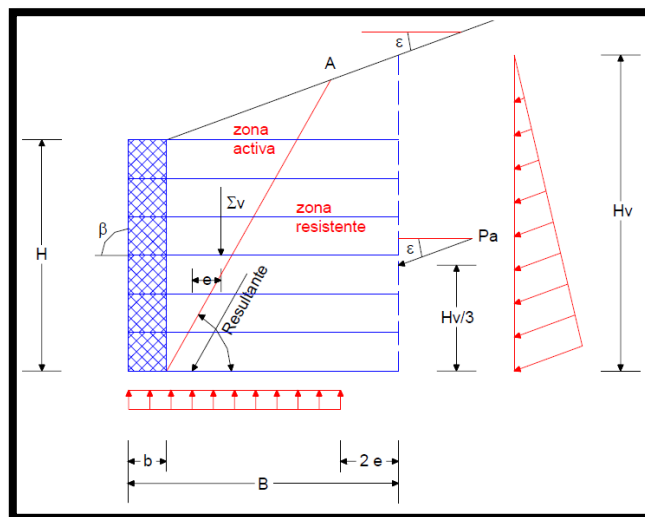


FIGURA 2.73 Esquema de carga de un bloque

Seguridad contra el deslizamiento:

$$FS_D = \frac{(\sum V \cdot \tan \varphi c)}{(\sum H)} > 1.3$$

Seguridad contra el vuelco:

$$FS_V = \frac{Mr}{Ma} > 1.5$$

Seguridad sobre el suelo de cimentación:

$$FS_c = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_v} > 1.5 - 2.0$$

Dónde:

φc : Ángulo de fricción del suelo de cimentación.

σ_{adm} : Presión admisible sobre el terreno de cimentación.

Paso 4: Conociendo ya los valores de los factores de seguridad externos, se procede a realizar el análisis de la estabilidad interna de la estructura con el cual se podrá establecer el largo mínimo y espaciamiento vertical entre refuerzos (paneles de mallas).

El cálculo prevé dos tipos de verificaciones que deben ser realizadas para cada panel de refuerzo, estos son:

- Resistencia contra la ruptura de la malla.
- Longitud de anclaje de la malla.

Con relación a la determinación de la longitud mínima para los refuerzos se asume la hipótesis de que la línea de falla que separa la zona activa y resistente del macizo sea una recta; además se asume que esta línea se inicia en el extremo inferior interno del paramento. Esta hipótesis es muy conservadora, ya que se sabe que la malla atraviesa el terreno y el paramento con continuidad y por lo tanto la transmisión de los esfuerzos ocurre aproximadamente sobre toda su longitud, incluso a lo largo del paramento.

El valor de la tensión T_s que actúa sobre el refuerzo en la n -ésima capa de terreno será determinada por la siguiente relación:

$$T_s = \sigma_{vn} \cdot K a^* \cdot \Delta H$$

Dónde:

Ka^* : Coeficiente de empuje activo.

σ_{vn} : Presión normal que actúa en la cota del n -ésimo refuerzo.

ΔH : Espaciamiento vertical entre mallas.

El coeficiente de empuje activo Ka^* , en el caso de parámetros verticales o muy próximos a la vertical ($\theta > 84^\circ$) el valor de Ka^* .

$$Ka^* = \frac{(A \cdot B)}{C}$$

Dónde:

$$A = \cos \varepsilon$$

$$B = \cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi^*}$$

$$C = \cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi^*}$$

ε : Inclinación superior de la superficie del terreno.

φ^* : Ángulo de fricción del suelo de relleno del macizo (usualmente el mismo suelo local).

En el caso de parámetros inclinados ($\theta > 84^\circ$) o sea, escalonado como se puede ver en la figura 2.74 el valor de Ka^* vale:

$$Ka^* = \frac{\cos^2(\theta - \varphi^*)}{\sin \theta \cdot (\sin \theta + \sin \varphi^*)^2}$$

Dónde:

θ : Ángulo que define la inclinación del parámetro.

φ^* : Ángulo de fricción del suelo de relleno del macizo.

Una vez determinado el valor de T_s se podrán efectuar las siguientes verificaciones:

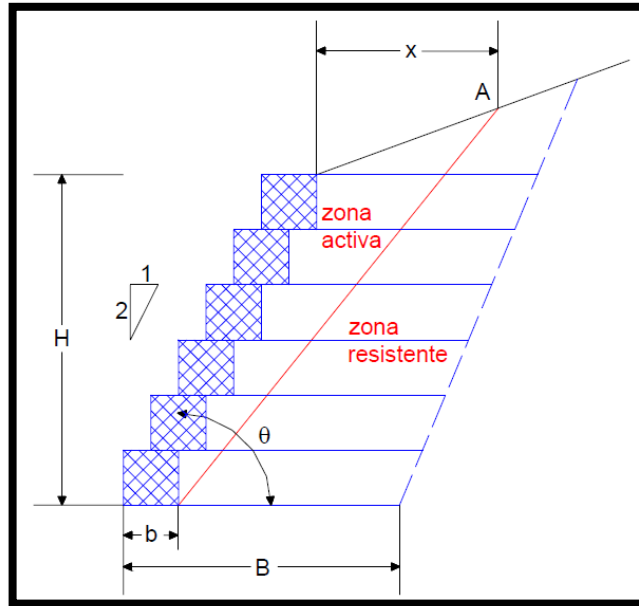


FIGURA2.74 Esquema de paramento inclinado.

Resistencia a la ruptura de las mallas:

$$FS_R = \frac{C_R}{T_S}$$

Dónde:

C_R : Representa la carga de ruptura a la tracción de la malla confinada en el suelo.

Capacidad de anclaje de las mallas:

$$FS_A = \frac{C_a}{T_S}$$

C_a : Representa la carga límite de anclaje en la cota del enésimo refuerzo, y vale:

$$C_a = \sigma_{vn} \cdot L_R \cdot (0.91)$$

L_R : Longitud de anclaje en la zona resistente, y vale:

$$L_R = B - b - x$$

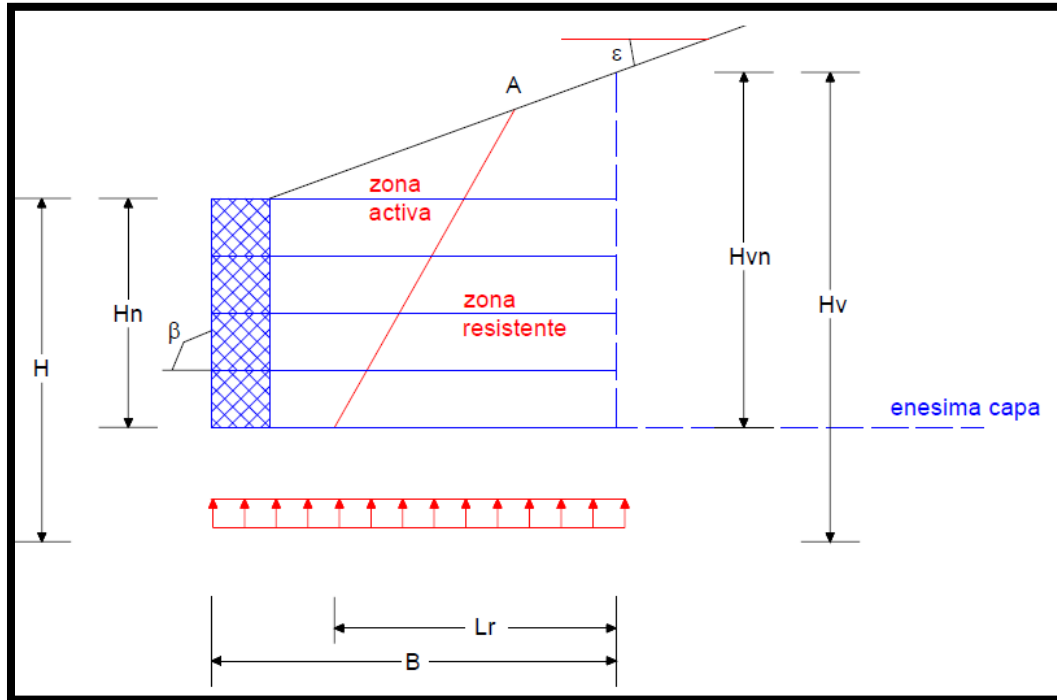


FIGURA2.75 Esquema de cargas actuantes en el enésimo refuerzo.

2.6.6. Taludes O Terraplenes Reforzados

Los taludes 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° .
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 taludes sobre fundaciones blandas o taludes empinados de suelo, difiere en técnica y diseño.

Se considera diseño, al refuerzo interno; el mismo que implica de determinación de 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 talud sea internamente estable. En tal sentido, se realizará una descripción del proceso de diseño para:

- Taludes reforzados con geotextiles.
- Taludes reforzados con geomallas.

2.6.6.1. Taludes Reforzados Con Geotextil

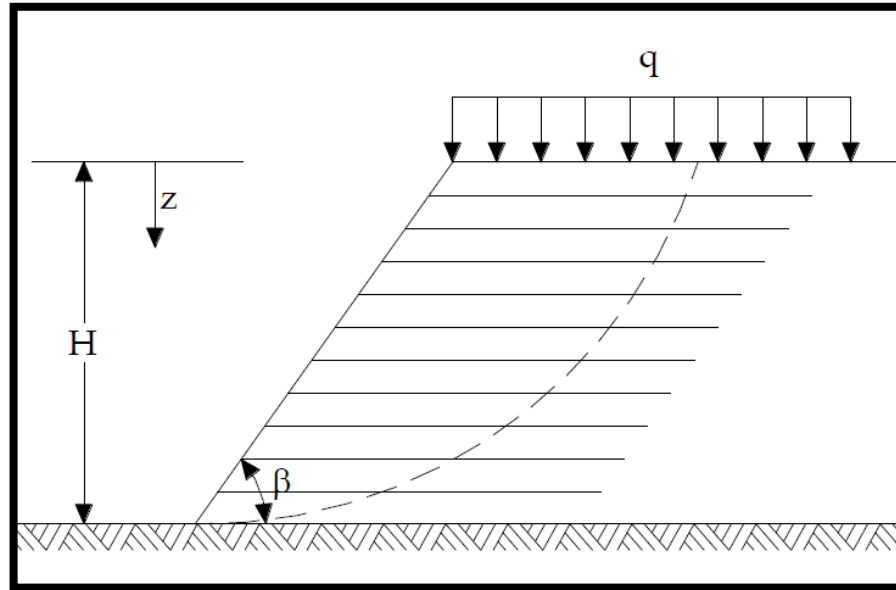
Para el diseño de taludes reforzados con geotextil, se recomienda llevar a cabo la siguiente metodología:

1. Establecimiento de las dimensiones geométricas del talud.
2. Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del talud.
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 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.

Establecimiento de las dimensiones geométricas del talud.-

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

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



Fuente: Propio y Manual de Diseño de PAVXO. Pág. 145

FIGURA 2.76 Esquema de un Talud

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

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

El uso de altos porcentajes de suelo fino como material de construcción de taludes 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 talud.

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, e , ϕ' y parámetros de consolidación para el cálculo de los asentamientos, con el objetivo de revisar las condiciones de fundación del talud, se aclara que en esta metodología de diseño supone condiciones óptimas de cimentación. De presentarse problemas de inestabilidad por

malas condiciones de cimentación, es necesario estudiar alternativas de estabilización tales como: refuerzo de base de taludes con geotextiles o geomalla, reemplazo de materiales, cimentación profunda, etc.

- b) La altura del nivel freático deberá ser establecida, al igual que las condiciones de presencia de agua
- c) Para reparación de taludes será necesario identificar la superficie de falla así como la causa de la inestabilidad.

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 de geotextil, FR_T , que se determina con la fórmula.

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

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

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

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 como coeficiente del empuje activo. Entonces, la evaluación de las cargas externas del talud supone:

- a) La determinación de la presión lateral del suelo, σ_{hs}

$$\sigma_{hs} = k_a \cdot \gamma \cdot z$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo de relleno.

- b) El Cálculo de la sobrecarga uniforme, σ_{hq} .

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

- 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 esté diseñando el muro.
- e) La fórmula general de las presiones laterales será la misma que se indica en la fórmula.

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

Análisis de estabilidad del talud 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. Este factor de seguridad es el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas movilizantes.

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

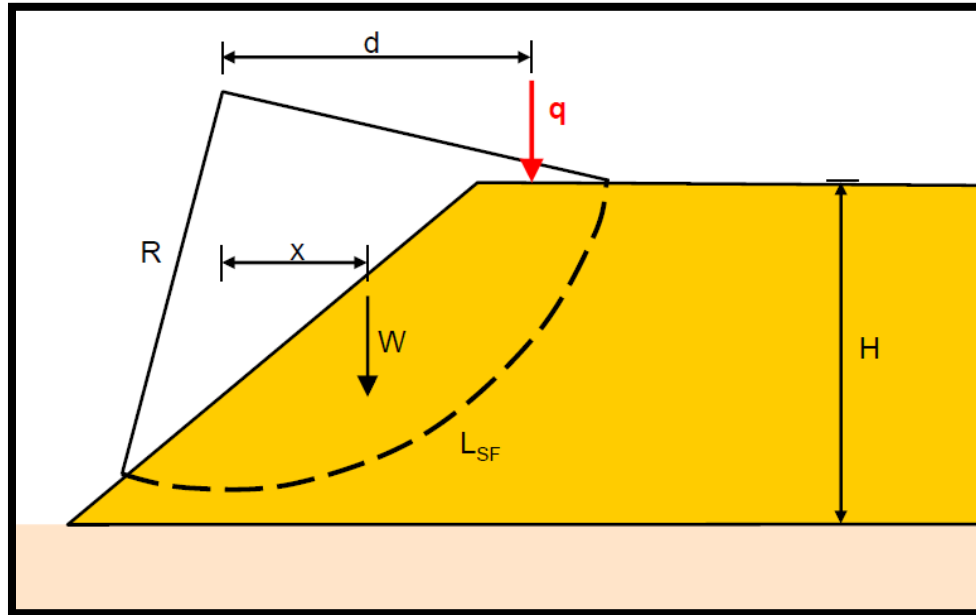
Los análisis de estabilidad se realizan por medio de análisis de equilibrio límite en donde se determina del factor de seguridad más crítico de las superficies potenciales de falla la zona crítica a reforzar así como los momentos movilizantes.

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.

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 2.77 Esquema de la superficie de falla.

Donde:

W: Peso del segmento de tierra

q: Sobrecarga.

H: Altura del talud.

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:

$$M_D = W \cdot x + q \cdot d$$

$$M_R = M_D \cdot FS_U = (W \cdot x + q \cdot d) \cdot FS_U$$

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 actor 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 $FS = 1.5$:

$$T_T = \frac{FS \times M_D - M_R}{R}$$

Dónde:

FS: Factor de Seguridad requerido (normalmente es 1.5)

R: Radio de la superficie de falla

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

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

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, de tal forma que el factor de seguridad de la superficie potencial de falla aumente hasta un valor confiable.

El refuerzo en el talud 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:

$$T_{dis} = \frac{T_T}{N}$$

Donde:

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

N: Espaciamientos requeridos

- d) La distribución del refuerzo dependerá de la altura del talud.
- 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 zonas de refuerzo ($T_{superior}$, T_{medio} y $T_{inferior}$) de iguales dimensiones y se utilizará la siguiente distribución de T :

Para dos zonas:

$$T_{superior} = \frac{3}{4} T_{adm}$$

$$T_{inferior} = \frac{1}{4} T_{adm}$$

Para tres zonas:

$$T_{superior} = \frac{1}{2} T_{adm}$$

$$T_{medio} = \frac{1}{3} T_{adm}$$

$$T_{inferior} = \frac{1}{6} T_{adm}$$

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:

$$T_{dis} = \frac{T_z}{S_v} = \frac{T_z}{N}$$

Dónde:

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.

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

a) Se establecerá la longitud de empotramiento, Le :

$$Le = \frac{T_{adm} \times FS}{2 \times F^* \times ft \times \sigma_v}$$

Dónde:

Le : 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 obtener un valor conservador, utilizamos la siguiente formula:

$$F_* = \frac{2}{3} \tan \phi$$

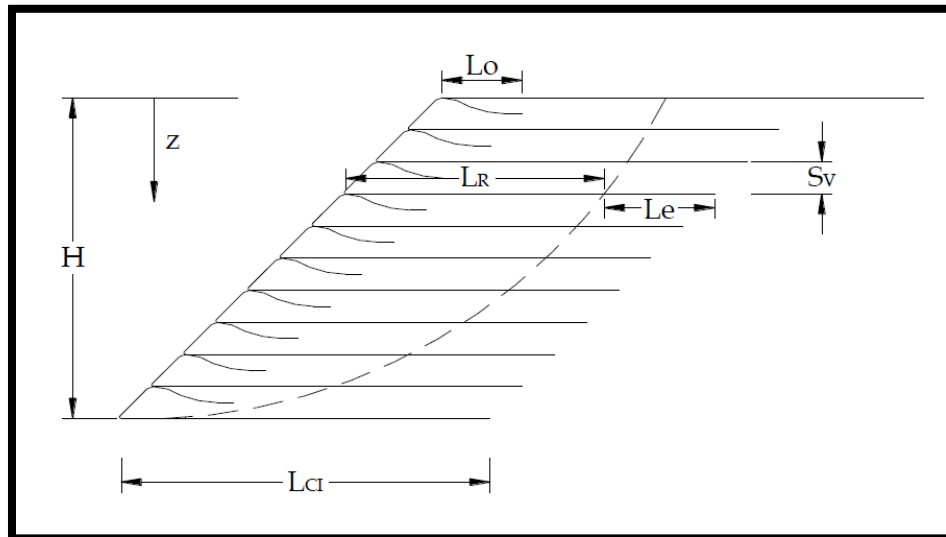
Ft: Factor de transferencia de esfuerzos por efecto escala.

$$0.80 < ft < 1$$

σ_V : Presion 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 formula 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 caso de muros es de 1 m.



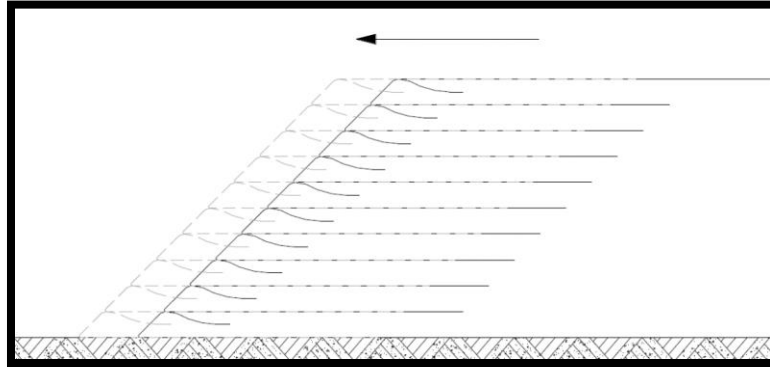
FUENTE: Propio

FIGURA 2.78: Dimensiones y ubicación de los elementos del geotextil de un terraplén.

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 2.79: Falla por Deslizamiento de un Terraplén.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}}$$

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

$$E_{AV} = E_A \times \sin \delta$$

$$E_{AH} = E_A \times \cos \delta$$

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

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

Donde:

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

H: Altura del Talud

FS: Factor de seguridad al deslizamiento

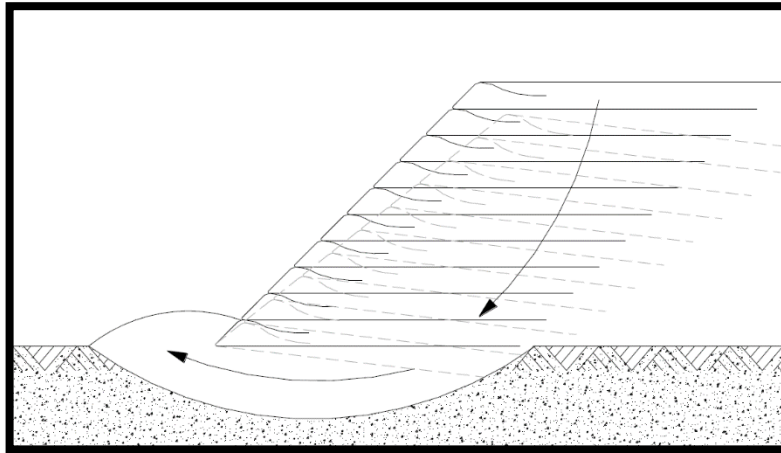
E_A : Empuje activo

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

β : Angulo del Talud

b) Capacidad de Carga.

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



FUENTE: Propio

FIGURA 2.80: Falla por Fundación de un Terraplén.

Se utilizará la fórmula (2.21) que es una forma simplificada de analizar la capacidad de carga por falla de la fundación. Dicha fórmula, se determinó 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 3.

La presión Admisible que generan las cargas verticales se determina con:

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

Finalmente el Factor de seguridad se calcula con:

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

2.6.6.2. Taludes Reforzados Con Georillas O 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:

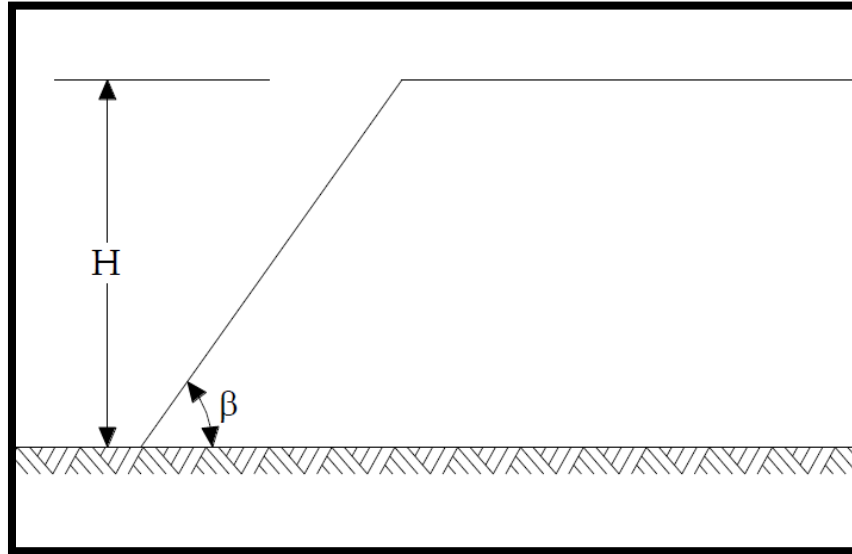
1. Establecimiento de las dimensiones geométricas del terraplén.
2. Establecimiento de las propiedades geotécnicas de los suelos a utilizar en la conformación del talud.
3. Determinación de las condiciones de carga del muro.
4. Establecimiento de los parámetros de diseño del geotextil de refuerzo.
5.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

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:

Altura del terraplén, H .

Angulo del o de los taludes del terraplén, β .



FUENTE: Propio

FIGURA 2.81: Esquema de un Terraplén para Geomallas.

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

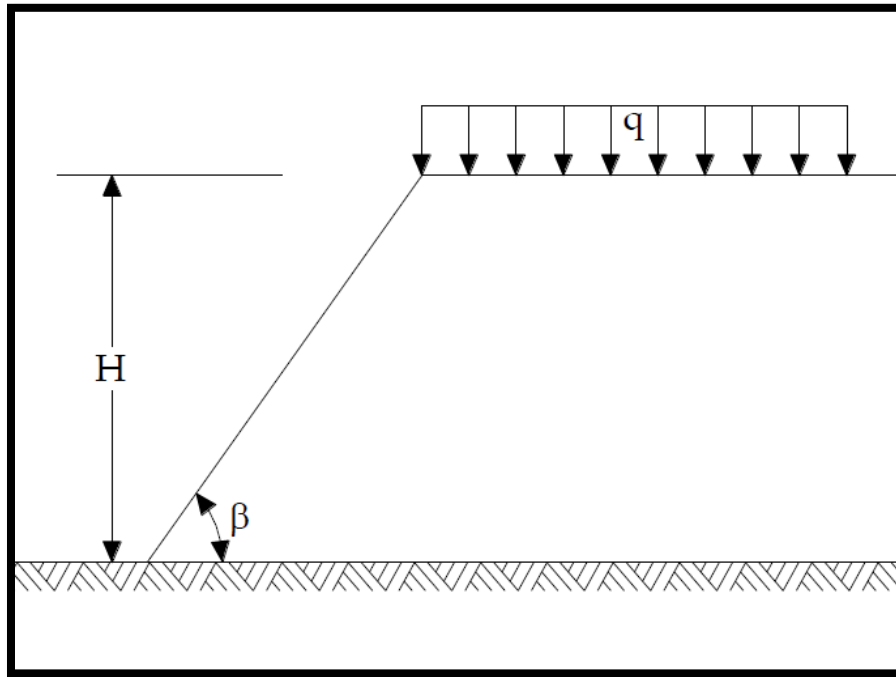
Son parámetros a considerar:

- a) Peso específico del suelo relleno, γ .
- b) Angulo 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.

Determinación de las condiciones de carga del muro.

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



FUENTE: Propio

FIGURA 2.82: Esquema de Sobrecargas y Cargas Vivas.

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 formula (2.2):

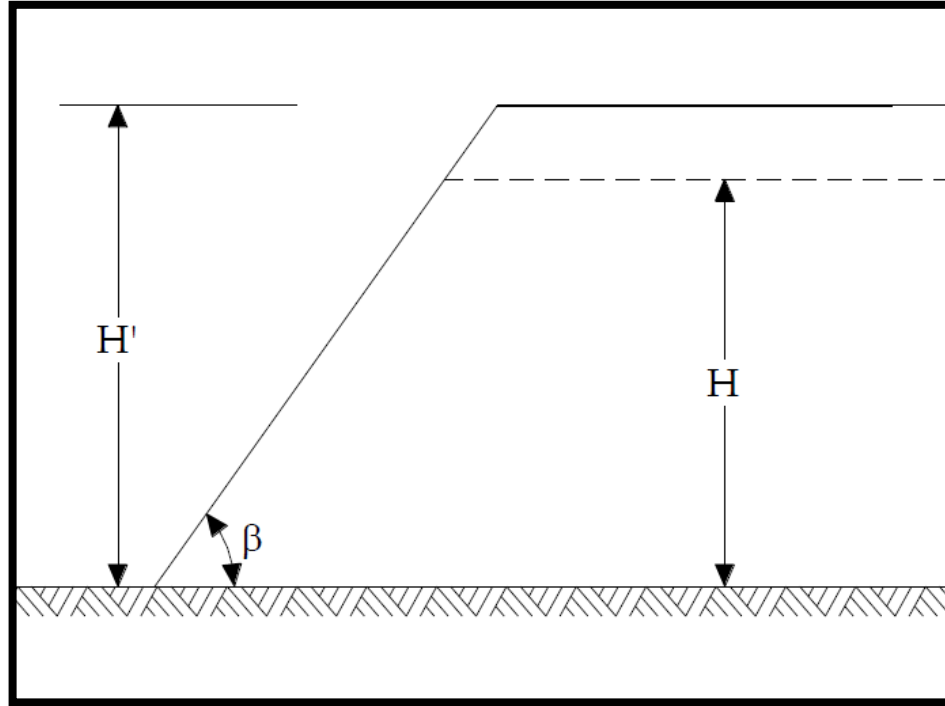
$$FR_T = FR_{DI} \times FR_{CR} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$$

- La determinación de la Resistencia Admisible T_{adm} de la geo malla, con la formula (2.1)

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

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:

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



FUENTE: Propio.

FIGURA 2.83: Terraplén Modificado en función de la Sobrecarga.

$$H' = H + \frac{q}{\gamma}$$

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 1.2xH

- b) Calcular el ángulo de fricción del suelo facturado, ϕ_f 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.

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

- c) Determinar el coeficiente de fuerza de la geomalla, K, del siguiente cuadro utilizando los valores del ángulo de inclinación β , y el ángulo de fricción del suelo facturado, ϕ_f .

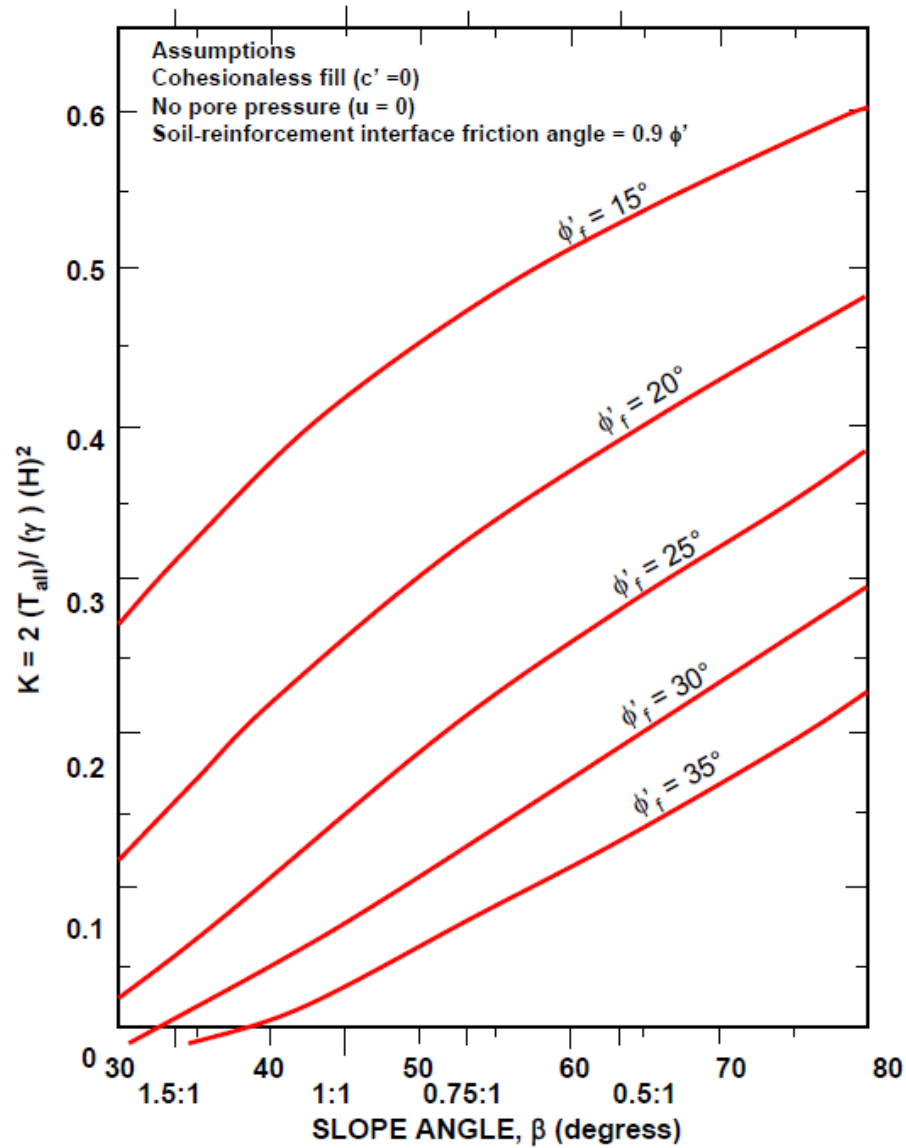


FIGURA 2.84: Coeficientes de fuerza del refuerzo

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

$$T_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2$$

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.

$$N_{min} = \frac{T_T}{T_{adm}}$$

Dónde:

T: Tensión Total.

T_{adm} : tensión admisible.

- f) Calcular es espaciamiento vertical máximo permisible en la parte inferior del talud, S_{Vmax} .

$$S_{Vmax} = 0.6 \times \frac{H'}{N_{min}}$$

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).

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, S_v , decrece con la profundidad, z . Esto se ilustra con la ecuación siguiente:

$$S_v = \frac{T_{adm}}{K \cdot \gamma \cdot z}$$

Donde:

T_{adm} : Tensión admisible.

K: Coeficiente de fuerza de la geomalla.

γ : peso específico del suelo.

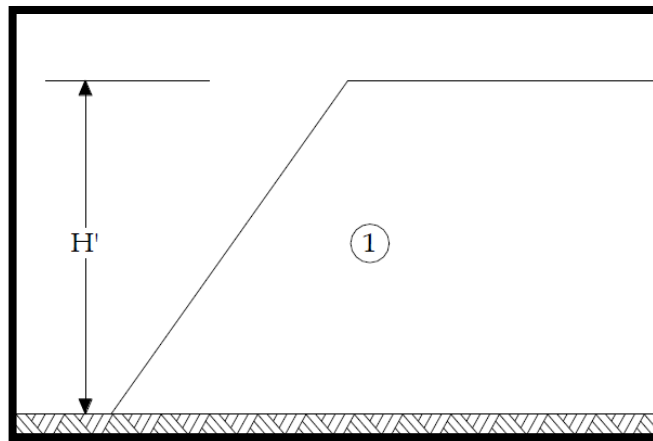
z: Profundidad considerada.

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:

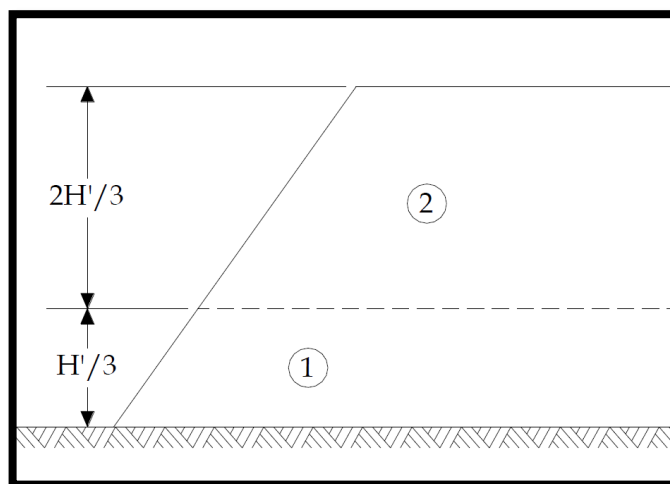
Clase I.- Tiene una zona y es recomendada para: $M_{\min} < 5$



FUENTE: Propio.

FIGURA 2.85: Terraplén Clase I, para N_{\min} menor a 5

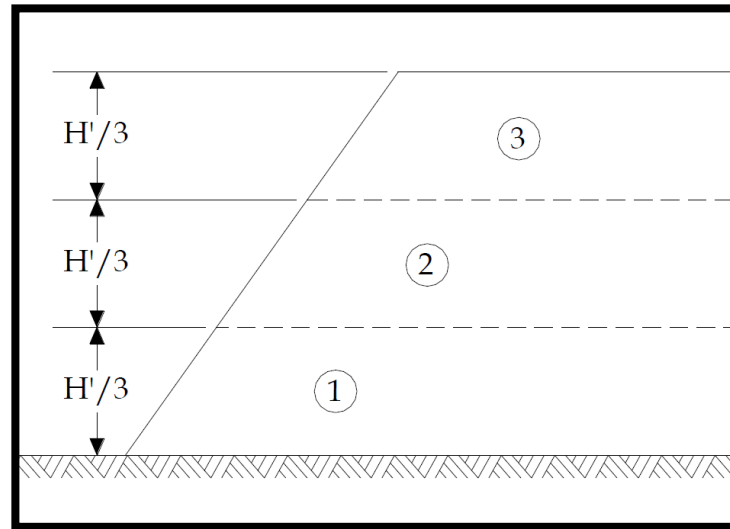
Clase II: Tiene dos Zonas y es recomendable para $4 < N_{\min} < 10$



Fuente: Propio.

FIGURA 2.86: Terraplén Clase II, para N_{\min} de 4 a 10.

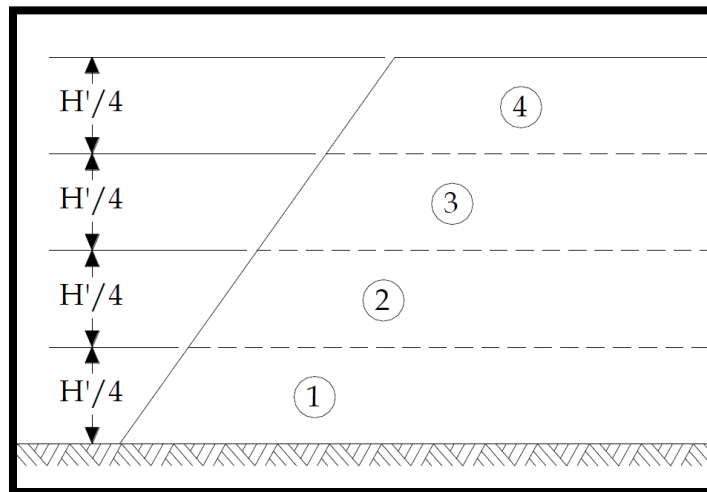
Clase III.- Tiene tres zonas y es recomendable para $8 < N_{\min} < 16$



Fuente: Propio

FIGURA 2.87: 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 2.88: 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 formula:

$$R_{HN} = \frac{H'}{N_{min}}$$

Donde:

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

H' : Altura del terraplén modificada.

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

Clase I.-

$$Sv_{maxz1} = 0.6 \cdot R_{HN}$$

Clase II.-

$$Sv_{maxz1} = 0.6 \cdot R_{HN}$$

$$Sv_{maxz2} = 1.0 \cdot R_{HN}$$

Clase III.-

$$Sv_{maxz1} = 0.6 \cdot R_{HN}$$

$$Sv_{maxz2} = 1.0 \cdot R_{HN}$$

$$Sv_{maxz3} = 3.0 \cdot R_{HN}$$

Clase IV.-

$$Sv_{maxz1} = 0.57 \cdot R_{HN}$$

$$Sv_{maxz2} = 0.8 \cdot R_{HN}$$

$$Sv_{maxz3} = 1.33 \cdot R_{HN}$$

$$Sv_{maxz4} = 4.0 \cdot R_{HN}$$

- 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_{maxz2} es 45 cm, y el espaciamiento mínimo es de 20 cm, S_{maxz2} 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 S_i (para cada zona), sobre la capa precedente. Conforme se llegue a la siguiente zona de espaciamiento, el S_{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 S_v de las geomallas individuales en la zona superior debe ser calculado utilizando la ecuación. 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 S_v de esta capa, debe ser reducido entonces, hasta lograr la elevación asociada, en un múltiplo del valor de espesor mínimo $S_{v_{min}}$. Por ejemplo, si el espesor de dicha capa, fuera 130 cm, y el $S_{v_{min}}$ es 20cm, se redondea S_v 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 $S_{v_{max}}$.

- 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 la Figura. Los valores de ángulo del talud β , y el ángulo de fricción factorado ϕ'_f , son utilizados en estas figuras.

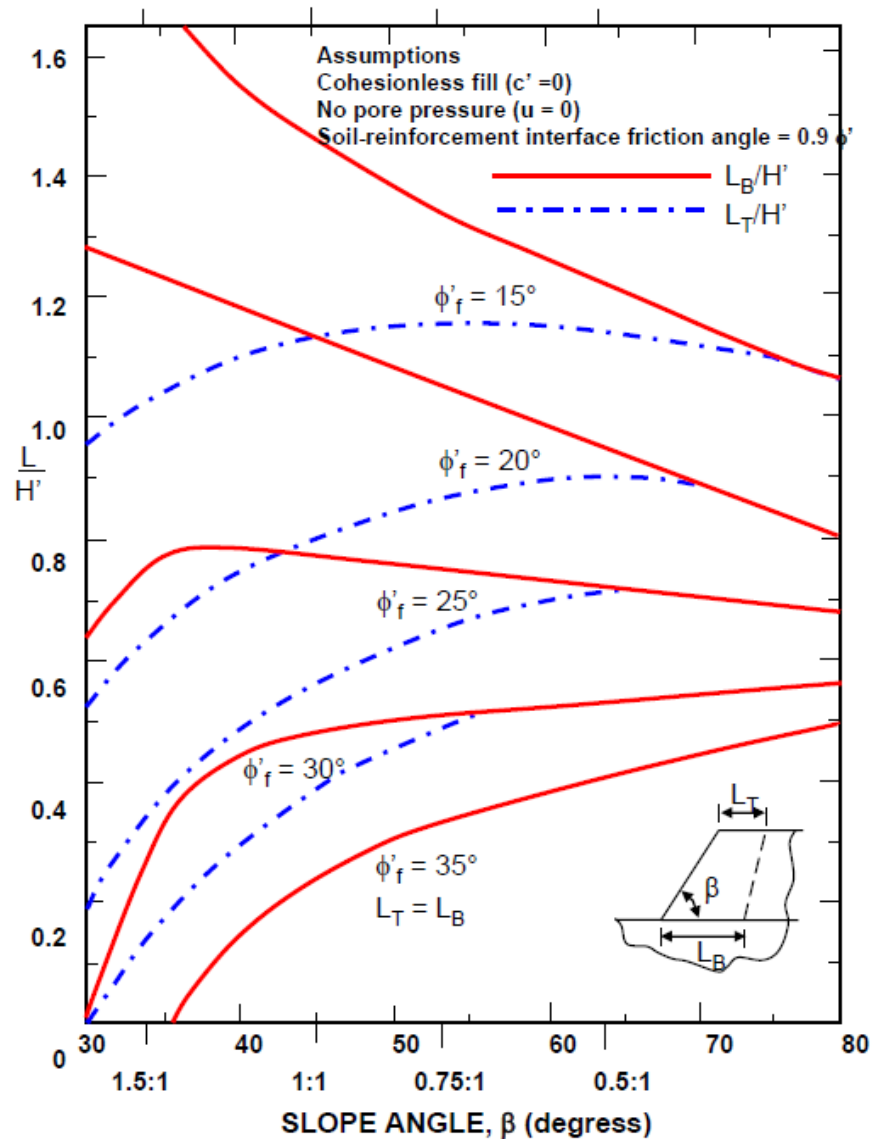
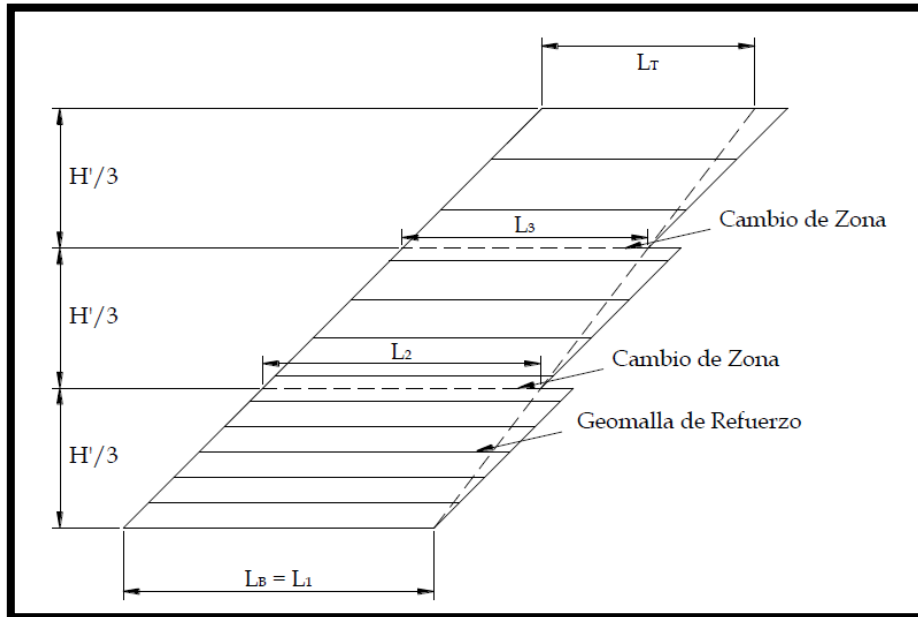


FIGURA 2.89: Coeficientes de longitud de refuerzo

- 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 2.90: 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.

CAPITULO III

ESTABILIDAD DE TALUDES CON GEOGRILLAS Y GEOTEXTILES

3.1. Aspectos Generales

3.1.1. Ubicación General

El “Estudio de estabilidad de taludes con geogrillas y geotextiles”, se encuentra ubicado en la provincia cercado del departamento de Tarija, comprende la ciudad de Tarija – capital con aproximadamente 75 comunidades rurales; el municipio se encuentra en el valle central de Tarija entre altitudes sobre el mar que oscilan entre los 1250 y 2100 m.

El municipio ocupa toda la provincia Cercado del departamento, tiene una superficie de 2638 km², limita al norte y al Oeste con la provincia Méndez, al sur con la provincia Avilés y al este con la provincia Arce, figura 3.1.

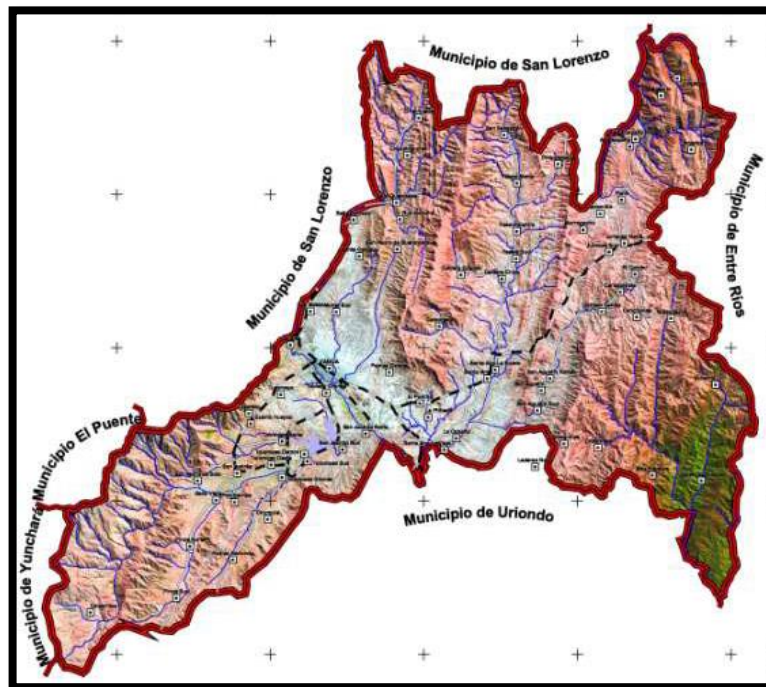


FIGURA 3.1. (Ubicación Geográfica de Cercado)

La provincia Cercado que a su vez constituye el municipio Cercado – Tarija sección única, está conformado por el área urbana de la ciudad de Tarija que es la capital del departamento, está conformada por 13 distritos del 1 al 13 urbanos y 8 rurales del 15 al 22, y el área rural por 8 distritos Lazareto, Santa Ana, Yesera, Tolomosa, San Agustín, Junacas, Alto España y

Tarija. Geográficamente la provincia Cercado se encuentra situada al centro del departamento de Tarija, República de Bolivia

FIGURA 3.2. (Departamento De Tarija)

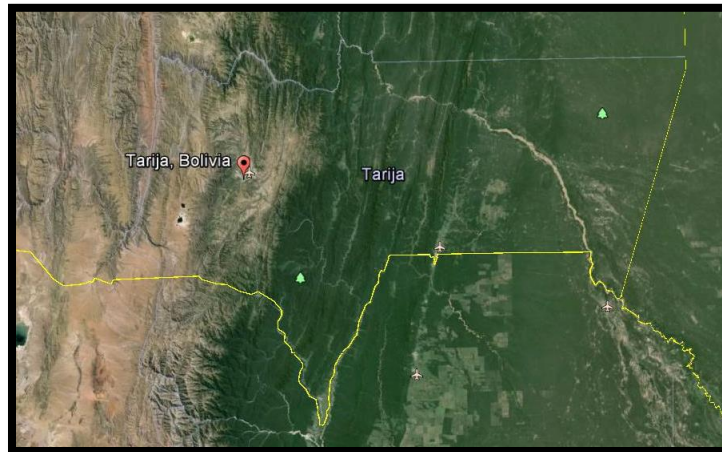
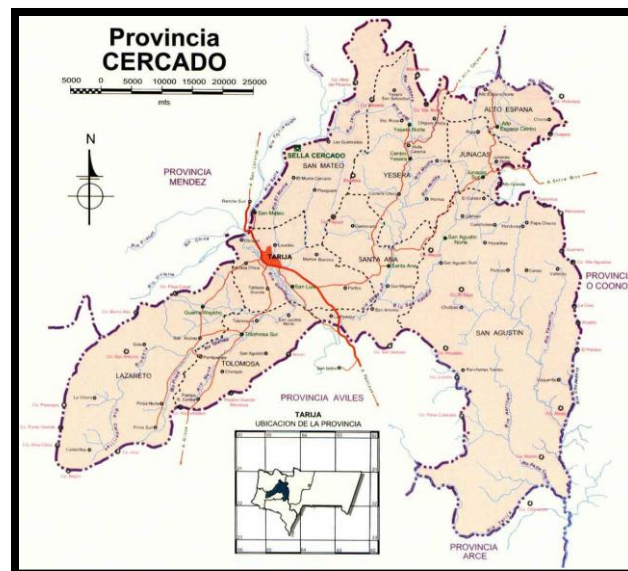


FIGURA 3.3. (Provincia De Cercado)



3.1.2. Ubicación Específica

La avenida se encuentra geográficamente en el Distrito N° 12 (Zona 20, al suroeste de la ciudad de Tarija), provincia Cercado del departamento de Tarija entre las coordenadas $21^{\circ}32'37.8''$ de latitud sur y $64^{\circ}44'26.92''$ de longitud Oeste; a una altitud de 1902 m.s.n.m.

La Avenida Sagredo une los Barrios German Busch y Luis de Fuentes. En dicha Avenida existen taludes los cuales son tomados en cuenta como alternativas de estudio, principalmente de acuerdo a su geometría.

FIGURA 3.4 (Imagen Satelital)



Una vez inspeccionado todos los taludes de la avenida, se puede observar que este talud es que presenta fallas de consideración por tanto procedemos a realizar el análisis geotécnico y geométrico para el análisis de estabilidad actual del talud y proponer un método para estabilizar el mismo.

3.2. Geología.-

El suelo que en su generalidad se halla representada por terrazas aluviales de la era cuaternaria, las formas aluviales son formaciones originadas por deposiciones continuas de materiales de la serranía, que con el transcurso del tiempo han formado terrazas aluviales, las mismas que son antiguas y estabilizadas, las bajadas y pie de serranías se han formado por los depósitos de sedimentos provenientes de las colinas adyacentes y serranías, cuyo material es de origen sedimentario, con predominancia de fracciones de arenas y limos.

Sedimento aluvial es el término general dado a los depósitos dejados por el río; incluyen material fino como limo y arcilla y material grueso como arena y grava. El sedimento transportado es abandonado al disminuir la velocidad de una corriente.

3.3. Recursos Hídricos

3.3.1. Hidrografía

La cuenca del Río Guadalquivir conocido como Valle Central de Tarija, comprende los municipios de San Lorenzo, Cercado, Uriondo y Padcaya. Se divide en cuatro sub cuencas y el Afluente del Guadalquivir:

3.3.2. Hidrología

Recursos Hídricos Superficiales

El régimen de escurrimiento de los ríos sigue al régimen de precipitaciones, el caudal empieza a aumentar desde el mes de octubre y alcanza su máximo en el mes de febrero, para descender más tarde. Un estiaje pronunciado se extiende de mayo a septiembre y los ríos menores pierden totalmente su caudal. El régimen hidrológico es por lo tanto irregular y torrencial.

El volumen de las aportaciones anuales es elevado, puesto que podría alcanzar para regar 8.000 - 10.000 ha. Sin embargo la distribución mensual real de estos valores, permitió comprobar la existencia de un estiaje muy acusado, que hace casi imposible acometer la puesta en regadío de la zona sin la existencia de elementos de regulación como son los embalses.

a) Caudales

El aporte del caudal de los ríos está directamente relacionado con la precipitación, el área de recarga de la cuenca, la cobertura vegetal, la composición geológica, el relieve del terreno, los suelos. En la provincia existen pocas series de mediciones hidrométricas prolongadas, en los siguientes gráficos se muestran caudales medios por año de periodos de estiaje (mayo, junio o, julio, agosto, septiembre y octubre) y de la época lluviosa (noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y abril), solo existe datos mensuales de la estación hidrométrica de Obrajes en forma mensual para estaciones ubicadas dentro del área de influencia:

Toda la información de aforos se ha determinado de la fuente de SENAMHI TARIJA, tomando una estación más cercana a área de estudio utilizamos la estación de colon sud para poder tener una precipitación promedio.

b) Uso Para Riego

La utilización de los recursos superficiales es mayor para riego. El aprovechamiento actual consiste en la derivación de agua superficial en numerosas acequias, ya que por el momento, los pozos perforados son utilizados casi únicamente en la zona poblada solo agua potable y usos industriales.

Por el carácter rústico de las captaciones o tomas (en la inmensa mayoría de los casos, simples derivaciones hechas con ramas de arbustos y piedras) se produce un alto porcentaje de pérdidas que, en su mayoría, retornan al río.

Se estima que entre el 40-50 por ciento del caudal derivado retorna al río o al acuífero y el 30 por ciento del caudal derivado se pierde por evapotranspiración en los sistemas de distribución. Por lo tanto, de un total de 50.5 hm³/año derivados sólo 7-8 hm³/año llegan a regar los cultivos.

c) Recursos Superficiales Aprovechables

Los recursos superficiales, aunque teóricamente suficientes para una intensa utilización agrícola y civil, no están uniformemente distribuidos en espacio ni tiempo en el área de la cuenca considerada. En particular en el periodo de estiaje, el flujo base de origen subterráneo, que solo abastece a los ríos, va gradualmente agotándose y no alcanza la demanda de agua para riego que es máxima al final de esta época.

En efecto a fines de septiembre los caudales disponibles son de 0.59 m³/s frente a los 1.40 m³/s requeridos para el riego de solo 700 ha (área que dispone actualmente de riego completo). Además la mala distribución espacial del agua superficial constituye un serio problema para su utilización.

En efecto la margen derecha del valle es la que cuenta con los recursos mayores, derivando caudales mayores (aunque no suficientes para su potencial agrícola) ya que precisamente en estas zonas se encuentra la mayor cantidad y calidad de cultivos. En la margen izquierda, los recursos hídricos disminuyen, así como su utilización y por ende los cultivos, a pesar del

hecho de que aquí se encuentra la mayor concentración de suelos potencialmente productivos (más de 2000 ha).

Otro problema es el mismo uso del riego, que actualmente se desarrolla de una forma absolutamente inadecuada. Un sistema de control y de regulación de los volúmenes de agua superficial, como los embalses artificiales, parece en efecto la mejor solución para los problemas del estiaje, del riego en las áreas más áridas y del abastecimiento potable de Tarija.

Además para incrementar el riego es preciso mejorar el sistema actual de captación y distribución.

3.4. Topografía

3.4.1. Reconocimiento Topográfico

El trabajo Topográfico inició con un Reconocimiento Topográfico en Campo, con el fin de orientar y definir la longitud y altura del Talud en estudio, conociendo las características de la zona del Proyecto, identificando Puntos de Control Primarios tales como: el inicio y final del Talud a considerar.

3.4.2. Levantamiento Topográfico

Para la mensura de puntos, se ha utilizado una brigada, compuesta por una Estación Total modular de la marca SOKKIA Modelo SET6 30.RK.

FIGURA 3.5 (Estación Total)



Dicha mensura se realizó en tres sectores del talud para poder obtener el perfil que nos permitirá obtener la geometría del talud.

FIGURA 3.6 (Ubicación de puntos de lectura)



A partir de esta se mensura se obtuvieron los puntos de control, con los siguientes valores:

CUADRO 3.1 Puntos topográficos

| Punto | X | Y | Z | Descripción |
|--------------|----------|----------|----------|--------------------|
| 1 | 7011.696 | 2991.357 | 1799.418 | Base |
| 2 | 7015.045 | 2988.882 | 1800.943 | Estrato I |
| 3 | 7015.614 | 2988.462 | 1801.915 | Estrato I |
| 4 | 7016.049 | 2988.140 | 1802.769 | Estrato I |
| 5 | 7017.044 | 2987.404 | 1805.524 | Estrato II |
| 6 | 7021.416 | 2994.320 | 1798.818 | Base |
| 7 | 7026.085 | 2993.081 | 1799.887 | Estrato I |
| 8 | 7026.672 | 2992.925 | 1801.743 | Estrato I |
| 9 | 7029.573 | 2992.156 | 1802.561 | Estrato I |
| 10 | 7032.147 | 2991.472 | 1806.095 | Estrato II |
| 11 | 7032.534 | 2997.842 | 1798.092 | Base |
| 12 | 7039.873 | 2996.770 | 1799.852 | Estrato I |
| 13 | 7038.557 | 2995.073 | 1801.785 | Estrato I |
| 14 | 7039.032 | 2995.012 | 1802.804 | Estrato I |
| 15 | 7039.664 | 2994.260 | 1806.123 | Estrato II |

3.4.3. Procesamiento De Datos

3.4.3.1. Proceso en Gabinete

El procedimiento de datos se orientó al control del Levantamiento verificando los datos obtenidos en campo, la organización de los mismos, confección de esquemas básicos, verificación de la densidad de puntos levantados, determinación de errores y otros.

La etapa de procesamiento en Gabinete consistió en:

- Transferencia y clasificación de los datos de campo en el Ordenador.
- Procesamiento de Datos.
- Establecimiento del Modelo Digital.
- Graficación de los puntos.

3.4.3.2. Organización de la Información de Campo

Paralelamente a los trabajos de Campo, se procedió a organizar la información recibida desde la Estación Total introducir los datos en una planilla de Excel. La información fue codificada por sectores de trabajo, debidamente numerada y registrada para proceder al procesamiento de datos.

3.4.3.3. Procesamiento de la Información

El procesamiento de los trabajos topográficos en Gabinete se realizó en dos etapas:

- Procesamiento de los Registros de Campo.
- Procesamiento en Gabinete.

El procesamiento de los Registros de Campo se inició introduciendo los datos al ordenador mediante el transmisor, para posteriormente con la ayuda del programa CIVIL 3D, calcular las coordenadas, ángulos, distancias horizontales y cotas, obteniendo un registro en tres dimensiones de coordenadas X, Y y Z, de la totalidad de los puntos levantados en campo; datos que sirvieron para realizar el dibujo de toda la franja en conjunto, para el posterior Diseño.

Luego de verificada la información levantada con Estación Total, mediante el Programa CIVIL 3D, se procesó la información con bastante precisión. El Programa permitió asignar

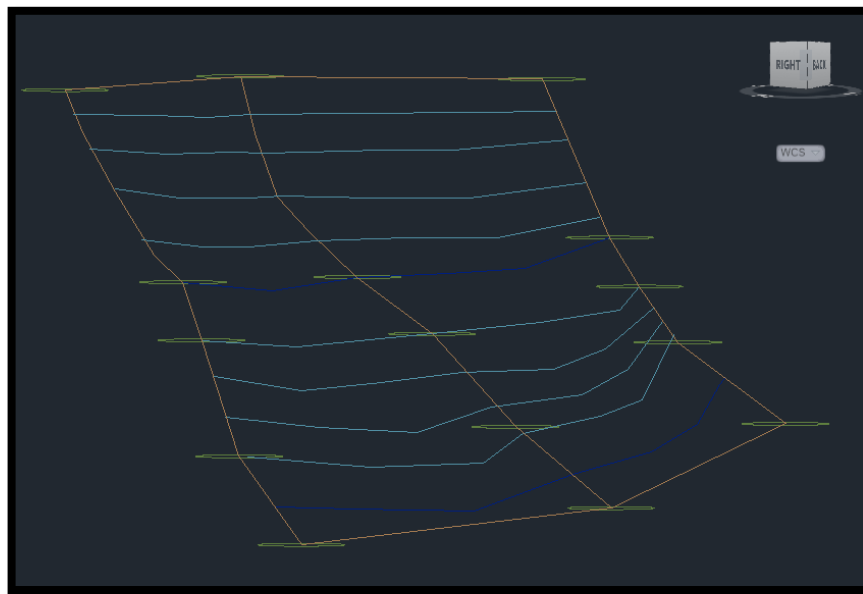
las coordenadas: X, Y, Z a todos los puntos levantados de la faja de terreno en la que se ubicará el diseño del talud, para generar planos con las curvas de nivel correspondientes a la Escala requerida por el Proyecto y con el espaciamiento necesario entre curvas de nivel.

3.4.3.4. Procesamiento de Planos Topográficos

La secuencia para el procesamiento de los planos topográficos, fueron desarrolladas con la ayuda del Programa CIVIL 3D, los pasos empleados durante el trabajo fueron los siguientes:

- Ordenamiento de los archivos de datos de campo, los que se encuentran en formato SDR, que depende del colector de datos de la Estación Total (Sokkia).
- Conversión de los archivos SDR en archivos de texto (.txt), generando las tres coordenadas y descripción de cada punto en formato adecuado para su transferencia al software de diseño.
- Generación de modelo digital del terreno, verificando diferencias entre la representación del plano y el terreno real.
- Creación de la Red de Triangulación.
- Dibujo de Curvas de Nivel basándose en la Red de Triangulación con intervalos de 50 centímetros.

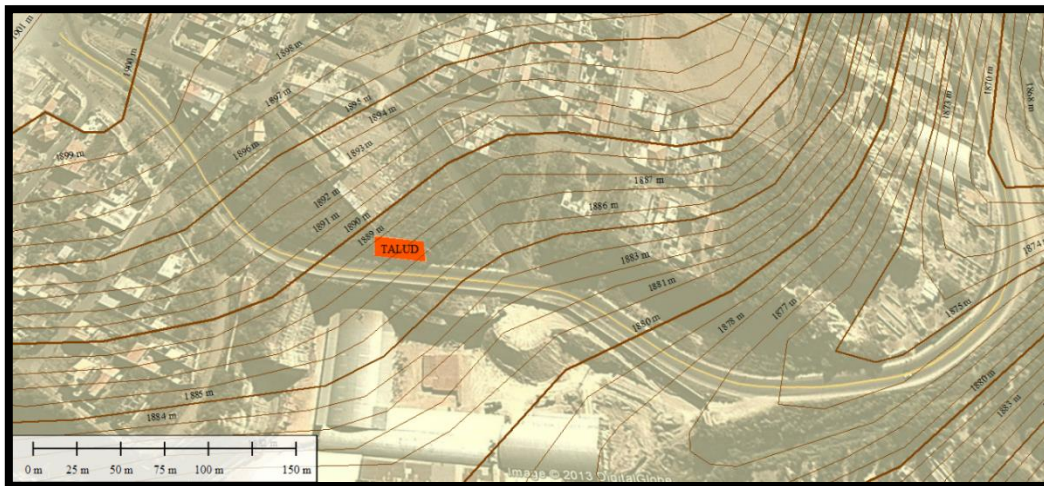
FIGURA 3.7 (Vista de Talud en AutoCAD)



El levantamiento cuenta con la mensura a detalle en sectores donde se emplazaran las obras civiles.

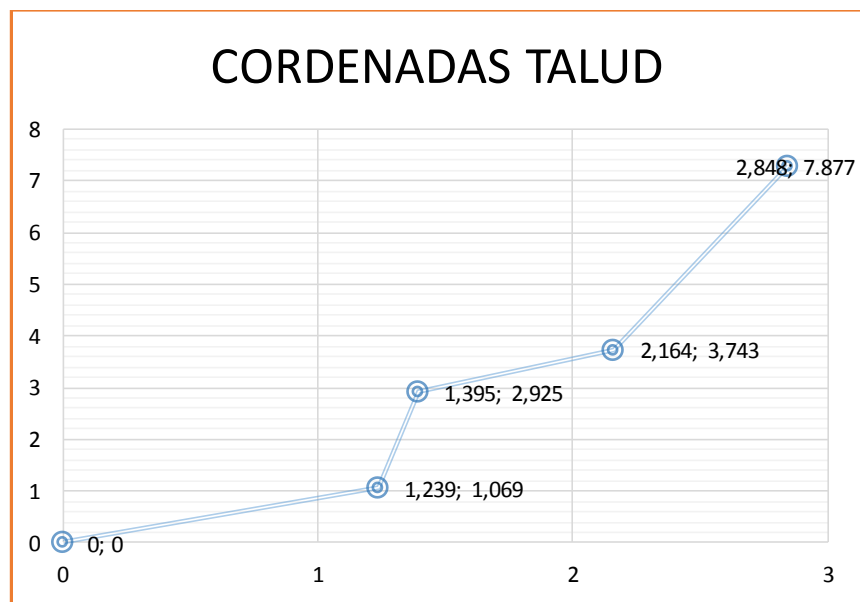
Concluido los cálculos respectivos y depuración de datos, se procedió a confeccionar el plano topográfico interpolando curvas de nivel mediante el programa, donde se diseñó el plano a escala adecuada; con curvas de.

FIGURA 3.8 (Curvas de Nivel de la zona)



A partir de todos estos datos podemos obtener el perfil medio del talud para poder realizar cálculos posteriores.

FIGURA 3.9 (Perfil Medio Talud)



3.5. Suelos

Para el presente estudio se pudo identificar en la extracción de muestras que existen dos tipos de estratos en el talud los cuales se puede observar en la fig.

FIGURA 3.10 (Estratos de Talud)



El análisis de las características de las muestras se las realizo en el laboratorio de suelos de la universidad, en el que se realizaron los siguientes ensayos:

- Humedad natural
- Granulometría
- Hidrómetro
- Límites Atterber
- Peso específico
- Compactación
- Corte directo

3.5.1. Resultados

Los cálculos de los diferentes ensayos realizados en laboratorio, se muestran en las distintas planillas específicas para cada uno de los mismos. Este detalle es el que se muestra en la parte de anexos 2.

La clasificación de suelos SUCS y AASHTO es en función a los ensayos de Granulometría y Límites Atterber.

CUADRO 3.2 Clasificación S.U.C.S.

Fuente: Elaboración propia

| CLASIFICACION SUCS | | | |
|---|--------------------------------|---|-----------------------|
| ESTRATO DE FUNDACION | | ESTRATO DE RELLENO | |
| % Que Pasa la Malla N° 200 | 96,6 | % Que Pasa la Malla N° 200 | 17,22 |
| | | % Que Pasa la Malla N° 4 | 68,51 |
| Límite Líquido | 38,80% | Límite Líquido | 23,27% |
| Límite Plástico | 18,20% | Límite Plástico | 19,39% |
| Índice de Plasticidad | 20,60% | Índice de Plasticidad | 3,88% |
| Tipo de Suelo Según su Granulometría : | Suelo Fino Baja Plasticidad | Tipo de Suelo Según su Granulometría : | Suelo Grueso Arena |
| Tipo de Simbología: | Simbología Normal | Tipo de Simbología: | Simbología Normal |
| Tipo de Suelo: | CL, ML, OL | Tipo de Suelo: | SM, SC |
| Suelo: | CL | Suelo: | SM |
| Características del Suelo: | | Características del Suelo: | |
| Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas. | | Arenas Limosas mezclas de arena y limo | |

CUADRO 3.3 Clasificación A.A.S.H.T.O

Fuente: Elaboración Propia

| CLASIFICACION AASHTO | | | |
|-----------------------------------|----------------|---|-----------------|
| ESTRATO DE FUNDACION | | ESTRATO DE RELLENO | |
| % Que Pasa la Malla N° 200 | 96,6 | % Que Pasa la Malla N° 200 | 17,22 |
| % Que Pasa la Malla N° 40 | 99,65 | % Que Pasa la Malla N° 40 | 40,06 |
| % Que Pasa la Malla N° 10 | 100 | % Que Pasa la Malla N° 10 | 63,2 |
| Límite Líquido | 38,80% | Límite Líquido | 23,27% |
| Límite Plástico | 18,20% | Límite Plástico | 19,39% |
| Índice de Plasticidad | 20,60% | Índice de Plasticidad | 3,88% |
| Índice de Grupo | 12 | Índice de Grupo | 0 |
| Tipo de Suelo : | Limo Arcilloso | Tipo de Suelo: | Material Grueso |
| Clasificación de Suelos | A - 6 | Clasificación de Suelos | A - 2 |
| Suelo: | A - 6(12) | Suelo: | A - 2 - 4(0) |
| Características del Suelo: | | Características del Suelo: | |
| Suelo Arcilloso | | Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas | |

Los resultados del ensayo de peso específico del suelo seco realizado en laboratorio, dan resultados con unidades de gr/cm^3 como se muestra a continuación:

CUADRO 3.4. (Peso específico)

| N° Muestra | Peso Específico | | |
|---------------------|---|---------------------|---------------------|
| | (gr. / cm^3) determinado en Laboratorio | (KN/ m^3) | (Tn/ m^3) |
| Estrato N° 1 | 1.69 | 16.58 | 1.69 |
| Estrato N° 2 | 1.65 | 16.19 | 1.65 |

Fuente: Elaboración Propia

El ensayo de compactación Proctor es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de la compactación de un terreno. A través de él es posible determinar la Densidad máxima de un terreno en relación con su grado de humedad.

CUADRO 3.5 (Densidad Máxima)

| N° Muestra | Densidad Máxima | | |
|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| | (gr/ cm^3) | (KN/ m^3) | (Tn/ m^3) |
| Estrato N° 2 | 1.9 | 18.64 | 1.9 |

Fuente: Elaboración Propia

CUADRO 3.6 (Humedad Óptima)

| N° Muestra | % Humedad Óptima |
|---------------------|------------------|
| Estrato N° 2 | 12.51 |

Fuente: Elaboración Propia

El ensayo de Ángulo de fricción realizado en el talud la Av. Sagredo, se presenta en el siguiente cuadro:

CUADRO 3.7. (Angulo de Fricción Interna)

| N° Muestra | Ángulo de Fricción (°) |
|---------------------|------------------------|
| Estrato N° 1 | 20 |
| Estrato N° 2 | 38 |

Fuente: Elaboración Propia

El ensayo de corte directo realizado en el talud de la Av. Sagredo, se obtuvo la cohesión se presenta en el siguiente cuadro:

CUADRO 3.8. (Cohesión)

| N° Muestra | Cohesión | | |
|--------------|---|----------------------|----------------------|
| | (Kg./cm ²) determinado en Laboratorio | (Tn/m ²) | (KN/m ²) |
| Estrato N° 1 | 0.11 | 1.1 | 10.79 |
| Estrato N° 2 | 0.06 | 0.6 | 5.88 |

Fuente: Elaboración Propia

RESUMEN

CUADRO 3.9. (Resumen General)

| MUESTRA | Clasificación SUCS | Clasificación AASHTO | P.E. (Tn./m ³) | Angulo de Fricción Interna (°) | Cohesión (Tn/m ²) |
|--------------|--|--|----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| Estrato N° 1 | CL (Arcillas Gravosas, arenosas limosas) | A-6(12) (Suelo Arcilloso) | 1.69 | 20 | 1.1 |
| Estrato N° 2 | SM (Arenas Limosas) | A-2-4(0) (Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas) | 1.65 | 38 | 0.6 |

Fuente: Elaboración propia (Anexos 2 Planillas de Calculo)

CUADRO 3.10. (Características de diversos suelos)

| TIPO DE SUELO | γ (T/m ³) | ϕ (grados) | c (T/m ²) |
|--------------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------------|
| Bloques y bolos sueltos | 1.70 | 35-40° | - |
| Grava | 1.70 | 37.5° | - |
| Grava arenosa | 1.90 | 35° | - |
| Arena compacta | 1.90 | 32.5-35° | - |
| Arena semicompacta | 1.80 | 30-32.5° | - |
| Arena suelta | 1.70 | 27.5-30° | - |
| Limo firme | 2.00 | 27.5° | 1-5 |
| Limo | 1.90 | 25° | 1-5 |
| Limo blando | 1.80 | 22.5° | 1-2.5 |
| Marga arenosa rígida | 2.20 | 30° | 20-70 |
| Arcilla arenosa firme | 1.90 | 25° | 10-20 |
| Arcilla media | 1.80 | 20° | 5-10 |
| Arcilla blanda | 1.70 | 17.5 | 2-5 |
| Fango blando arcilloso | 1.40 | 15° | 1-2 |
| Suelos orgánicos (turba) | 1.10 | 10-15° | - |

3.6. Diseño De Estructura Con Geotextil

3.6.1. Consideraciones Para El Diseño De La Estructura

Se consideró realizar el diseño de un muro de suelo reforzado ya que el ángulo del talud es mayor a 70° tomando en cuenta las siguientes características:

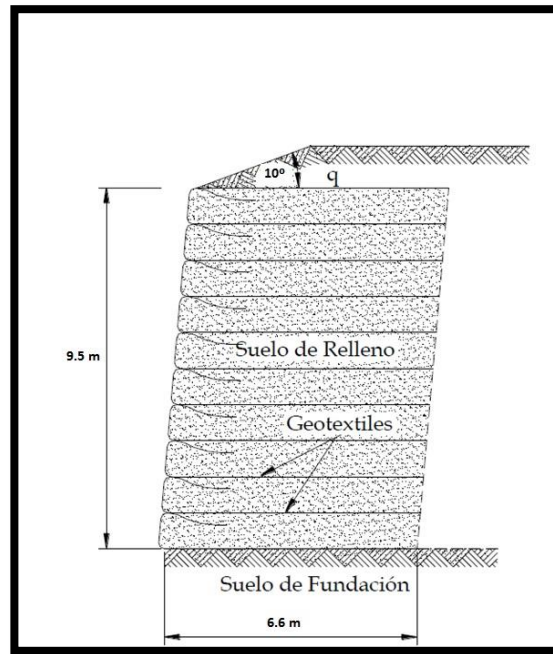


FIGURA 3.11 Grafico Explicativo

- Condiciones geométricas del muro:
 - H = Altura del Muro Reforzado = 8.5 m
 - L = Longitud Transversal del Muro, $L \geq 0,70 \cdot H = 5.95$ m
 - L_L = Longitud del Muro = 1 m
- Propiedades del suelo que se utilizara de relleno para conformar el muro, valores tomados de ANEXO 2.
 - Gravas Limosas, SC
 - γ_1 = Peso Específico del suelo de Relleno = 16.18 kN/m³
 - ϕ_1 = Angulo de Rozamiento interno del suelo de relleno = 38°
 - c_1 = Cohesión del suelo de Relleno = 5.88 kN/m²

- $\omega_{opt} = \text{Humedad Optima} = 12.51 \%$
- Propiedades del suelo de fundación, valores tomados de ANEXO 2.
Arcillas Gravosas arena con limo, CL
 - $\gamma_2 = \text{Peso Específico del suelo de Fundación} = 16.57 \text{ kN/m}^3$
 - $\phi_2 = \text{Angulo de Rozamiento interno del suelo de Fundación} = 20^\circ$
 - $c_2 = \text{Cohesión del suelo de Fundación} = 10.78 \text{ kN/m}^2$
 - $\omega_{nat} = \text{Humedad Natural} = 5.8 \%$
- Características del Geotextil de la línea Maccaferri W1 S40
 - $T_{ult} = \text{Resistencia última a la tensión del geotextil} = 40 \text{ kN/m}$
 - FS = Factor de Seguridad (1,30 - 1,5) = 1.4
 - $C_a = \text{Adhesión del muro de geotextil al suelo} = 0.8 \text{ kN/m}^2$
 - $\phi_{SGI} = \text{Ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil, } (0,7-0,85) * \phi_1 = 32.3^\circ$

DISEÑO:

- a) Se determina la resistencia permisible del geotextil:

$$T_{adm} = \text{Tension admisible del geotextil} = \frac{T_{ult}}{FR_t}$$

- El factor de Reducción Total, se calcula con los valores establecidos en el cuadro 2.5 del capítulo 2.

$FR_{DI} = \text{Factor de Reducción por daños durante la instalación} = 1.55$

$FR_{CR} = \text{Factor de Reducción por escurrimiento plástico (Creep)} = 3$

$FR_{DQ} = \text{Factor de Reducción por degradación química} = 1.25$

$FR_{DB} = \text{Factor de Reducción por degradación biológica} = 1.15$

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

$$FR_T = (1.55) \times (3) \times (1.25) \times (1.15) = 6.68$$

$$T_{adm} = \frac{40}{6.68} = 5.98 \text{ kN/m}$$

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:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{38}{2} \right) = 0.21$$

- Carga puntual, generada por paso vehicular, que para este ejercicio es Tracto Camión de Tipo 3S2, cuyas características se obtienen del ANEXO 5 (Pesos de Vehículos de Carga) y ANEXO 6 (Tipos de Camiones).

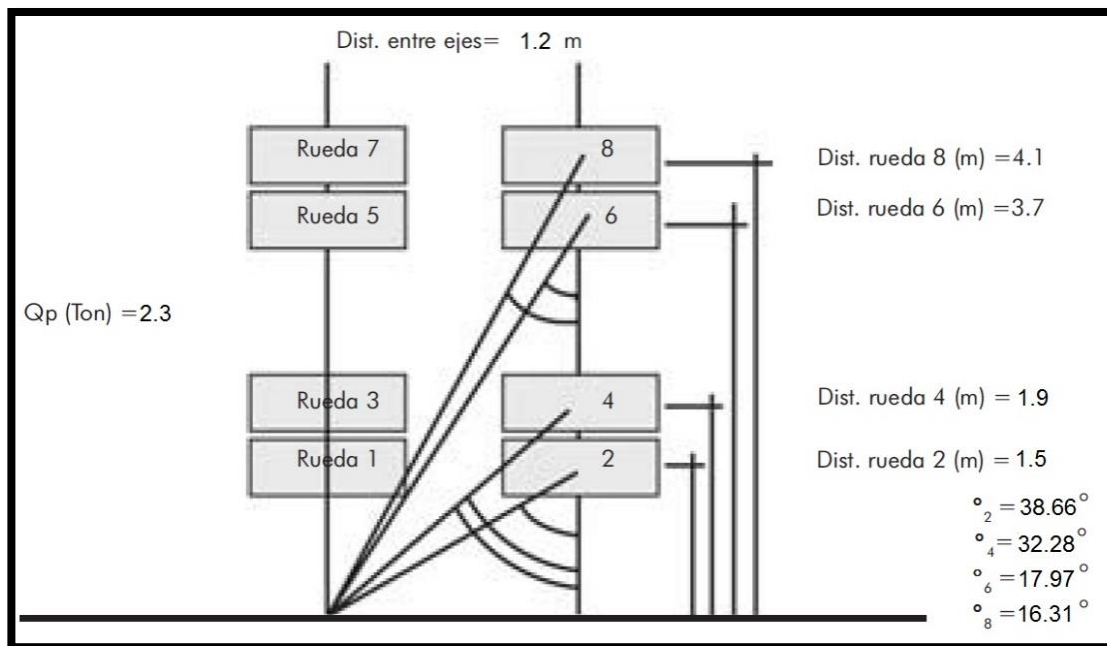


Figura 3.12: Ubicación de las ruedas

| n | $\Sigma(\sigma_h + \sigma'_h)$ |
|------|--------------------------------|
| 0,00 | 0,00 |
| 0,06 | 0,29 |
| 0,12 | 0,99 |
| 0,18 | 1,72 |
| 0,24 | 2,20 |
| 0,29 | 2,36 |
| 0,35 | 2,28 |
| 0,41 | 2,05 |
| 0,47 | 1,77 |
| 0,53 | 1,49 |
| 0,58 | 1,29 |
| 0,62 | 1,10 |
| 0,67 | 0,94 |
| 0,72 | 0,81 |
| 0,75 | 0,72 |
| 0,79 | 0,64 |
| 0,82 | 0,57 |
| 0,86 | 0,51 |
| 0,89 | 0,45 |
| 0,93 | 0,40 |
| 0,96 | 0,36 |
| 0,99 | 0,34 |

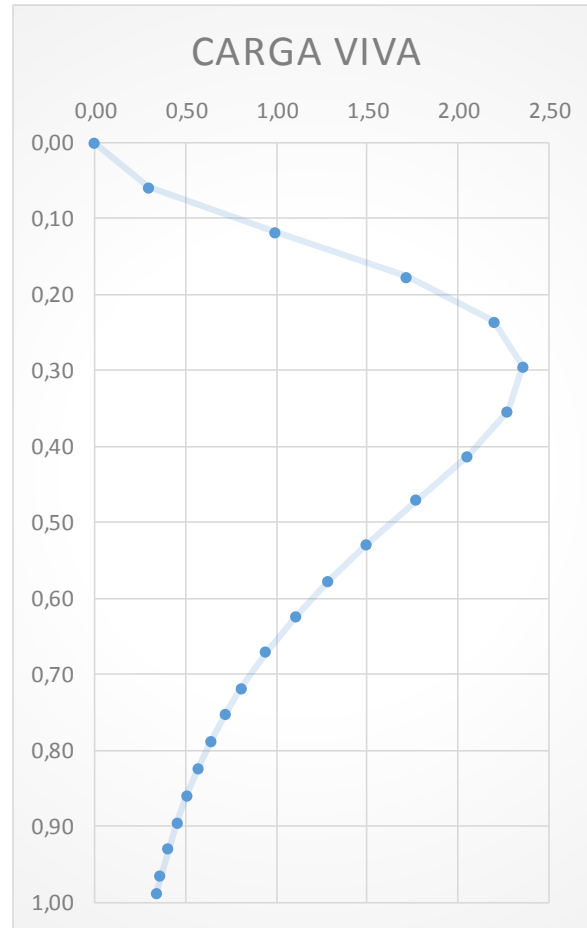


FIGURA 3.13: Esfuerzos Horizontales por Cargas Vivas

- La sobrecarga producida por la construcción de un terraplén sobre la estructura es definida de la siguiente manera:
 - $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - $h_q = 0.2 \text{ m}$

$$q = \gamma \cdot h_q = 19 \cdot 0.2 = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

- La presión Total quedara expresada de la siguiente manera:

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

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

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

$$\sigma_{hL} = (\sigma_L + \sigma'_L)$$

$$\sigma_h = (0.21)(16.18)(z) + (0.21)(3.8) + (\sigma_L + \sigma'_L)$$

c) Se establece el espaciamiento para la primera capa, a una altura $z = 8.5$ metros

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \times FS} = \frac{5.98}{[(0.21)(16.18)(0.5) + (0.21)(3.8) + 0.381] \cdot 1.4} = 0.28 \approx 0.2$$

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

CUADRO 3.11 Espaciamientos de capas de geotextil

| CAPA | z | σ_{hs} | σ_{hq} | σ_{hq} | Sv cal | Sv |
|------|-----|---------------|---------------|---------------|--------|-----|
| # | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 23 | 0 | 0,00 | 0,78 | 0,00 | 10,71 | 0,5 |
| 22 | 0,5 | 1,67 | 0,78 | 0,29 | 3,06 | 0,5 |
| 21 | 1 | 3,33 | 0,78 | 0,99 | 1,64 | 0,5 |
| 20 | 1,5 | 5,00 | 0,78 | 1,72 | 1,12 | 0,5 |
| 19 | 2 | 6,66 | 0,78 | 2,20 | 0,87 | 0,5 |
| 18 | 2,5 | 8,33 | 0,78 | 2,36 | 0,73 | 0,5 |
| 17 | 3 | 10,00 | 0,78 | 2,28 | 0,64 | 0,5 |
| 16 | 3,5 | 11,66 | 0,78 | 2,05 | 0,58 | 0,5 |
| 15 | 4 | 13,33 | 0,78 | 1,77 | 0,53 | 0,5 |
| 14 | 4,5 | 14,99 | 0,78 | 1,49 | 0,49 | 0,4 |
| 13 | 4,9 | 16,33 | 0,78 | 1,29 | 0,46 | 0,4 |
| 12 | 5,3 | 17,66 | 0,78 | 1,10 | 0,43 | 0,4 |
| 11 | 5,7 | 18,99 | 0,78 | 0,94 | 0,40 | 0,4 |
| 10 | 6,1 | 20,32 | 0,78 | 0,81 | 0,38 | 0,3 |
| 9 | 6,4 | 21,32 | 0,78 | 0,72 | 0,37 | 0,3 |
| 8 | 6,7 | 22,32 | 0,78 | 0,64 | 0,35 | 0,3 |
| 7 | 7 | 23,32 | 0,78 | 0,57 | 0,34 | 0,3 |
| 6 | 7,3 | 24,32 | 0,78 | 0,51 | 0,33 | 0,3 |
| 5 | 7,6 | 25,32 | 0,78 | 0,45 | 0,32 | 0,3 |
| 4 | 7,9 | 26,32 | 0,78 | 0,40 | 0,30 | 0,3 |
| 3 | 8,2 | 27,32 | 0,78 | 0,36 | 0,29 | 0,2 |
| 2 | 8,4 | 27,99 | 0,78 | 0,34 | 0,29 | 0,2 |
| 1 | 8,6 | 28,65 | 0,78 | 0,00 | 0,28 | 0,2 |

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

- Se determina la Longitud de Empotramiento L_e , que quiere 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 m.

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(c_a + \sigma_v \times \tan \phi_{SG})} = \frac{(0.2)[(0.21)(16.18)(0.5) + (0.21)(3.8) + 0.381](1.4)}{(2)[0.8 + 141.33 * \tan(32.3)]}$$

Se verifica la Longitud de Traslape L_o , para ver si es menor que el valor recomendado de 1 metro:

$$L_o = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(\gamma \times z \times \tan \phi_{SG})} = \frac{(0.2)[(0.21)(16.18)(0.5) + (0.21)(3.8) + 0.381](1.4)}{(2)[16.18 * 0.5 * \tan(32.3)]}$$

CUADRO 3.12 Longitud de Traslape y Empotramiento

| CAPA | Le cal | Le min | Le | Lo cal | Lo min | Lo |
|------|--------|--------|-----|--------|--------|-----|
| # | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 23 | 0,00 | 1 | 1 | 0,00 | 1 | 1 |
| 22 | 0,01 | 1 | 1 | 0,17 | 1 | 1 |
| 21 | 0,02 | 1 | 1 | 0,14 | 1 | 1 |
| 20 | 0,02 | 1 | 1 | 0,13 | 1 | 1 |
| 19 | 0,03 | 1 | 1 | 0,13 | 1 | 1 |
| 18 | 0,04 | 1 | 1 | 0,12 | 1 | 1 |
| 17 | 0,04 | 1 | 1 | 0,12 | 1 | 1 |
| 16 | 0,05 | 1 | 1 | 0,12 | 1 | 1 |
| 15 | 0,05 | 1 | 1 | 0,12 | 1 | 1 |
| 14 | 0,05 | 1 | 1 | 0,10 | 1 | 1 |
| 13 | 0,05 | 1 | 1 | 0,10 | 1 | 1 |
| 12 | 0,06 | 1 | 1 | 0,10 | 1 | 1 |
| 11 | 0,06 | 1 | 1 | 0,09 | 1 | 1 |
| 10 | 0,05 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 9 | 0,05 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 8 | 0,05 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 7 | 0,06 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 6 | 0,06 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 5 | 0,06 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 4 | 0,06 | 1 | 1 | 0,07 | 1 | 1 |
| 3 | 0,04 | 1 | 1 | 0,05 | 1 | 1 |

| | | | | | | |
|---|------|---|---|------|---|---|
| 2 | 0,04 | 1 | 1 | 0,05 | 1 | 1 |
| 1 | 0,05 | 1 | 1 | 0,05 | 1 | 1 |

- Se define la Longitud Geométrica LR hasta la zona de falla:

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = (8.5 - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{38}{2}\right)$$

CUADRO 3.13 Determinación de la longitud de capas de geotextil

| CAPA | z | Sv | LR | LR | Le | Lo | L calc | Lesp | LG |
|------|-----|-----|------|------|-----|-----|--------|------|-------|
| # | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 22 | 0 | 0,5 | 3,86 | 3,86 | 1 | 1 | 4,86 | 6 | 11,36 |
| 21 | 0,5 | 0,5 | 3,63 | 3,63 | 1 | 1 | 4,63 | 6 | 11,13 |
| 20 | 1 | 0,5 | 3,40 | 3,4 | 1 | 1 | 4,4 | 6 | 10,9 |
| 19 | 1,5 | 0,5 | 3,18 | 3,18 | 1 | 1 | 4,18 | 6 | 10,68 |
| 18 | 2 | 0,5 | 2,95 | 2,95 | 1 | 1 | 3,95 | 6 | 10,45 |
| 17 | 2,5 | 0,5 | 2,72 | 2,72 | 1 | 1 | 3,72 | 6 | 10,22 |
| 16 | 3 | 0,5 | 2,50 | 2,5 | 1 | 1 | 3,5 | 6 | 10 |
| 15 | 3,5 | 0,5 | 2,27 | 2,27 | 1 | 1 | 3,27 | 6 | 9,77 |
| 14 | 4 | 0,5 | 2,04 | 2,04 | 1 | 1 | 3,04 | 6 | 9,54 |
| 13 | 4,5 | 0,4 | 1,82 | 1,82 | 1 | 1 | 2,82 | 6 | 9,22 |
| 12 | 4,9 | 0,4 | 1,63 | 1,63 | 1 | 1 | 2,63 | 6 | 9,03 |
| 11 | 5,3 | 0,4 | 1,45 | 1,45 | 1 | 1 | 2,45 | 6 | 8,85 |
| 10 | 5,7 | 0,4 | 1,27 | 1,27 | 1 | 1 | 2,27 | 6 | 8,67 |
| 9 | 6,1 | 0,3 | 1,09 | 1,09 | 1 | 1 | 2,09 | 6 | 8,39 |
| 8 | 6,4 | 0,3 | 0,95 | 0,95 | 1 | 1 | 1,95 | 6 | 8,25 |
| 7 | 6,7 | 0,3 | 0,82 | 0,82 | 1 | 1 | 1,82 | 6 | 8,12 |
| 6 | 7 | 0,3 | 0,68 | 0,68 | 1 | 1 | 1,68 | 6 | 7,98 |
| 5 | 7,3 | 0,3 | 0,54 | 0,54 | 1 | 1 | 1,54 | 6 | 7,84 |
| 4 | 7,6 | 0,3 | 0,41 | 0,41 | 1 | 1 | 1,41 | 6 | 7,71 |
| 3 | 7,9 | 0,3 | 0,27 | 0,27 | 1 | 1 | 1,27 | 6 | 7,57 |
| 2 | 8,2 | 0,2 | 0,14 | 0,14 | 1 | 1 | 1,14 | 6 | 7,34 |
| 1 | 8,4 | 0,2 | 0,05 | 0,05 | 1 | 1 | 1,05 | 6 | 7,25 |

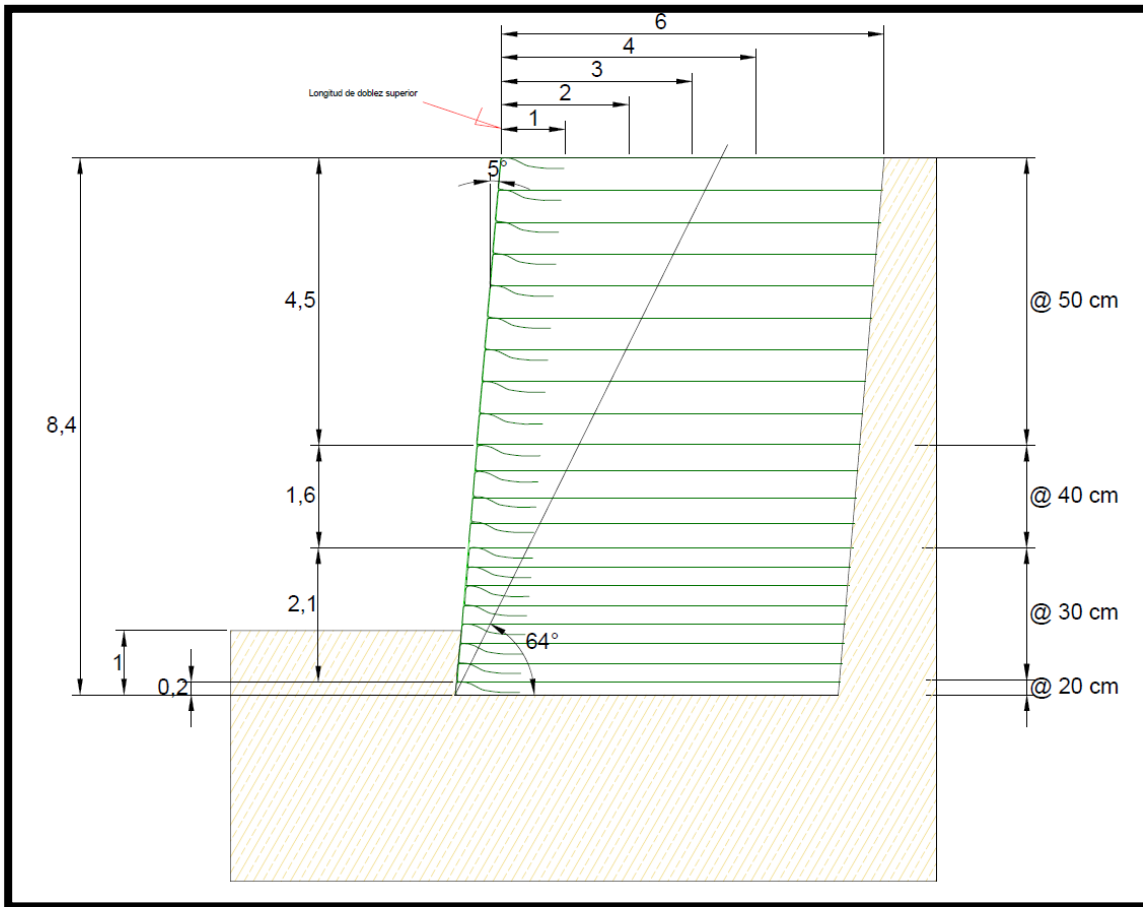


FIGURA 3.14 Dimensiones de muro reforzado con geotextiles

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.

3.6.2. Verificación De La Estabilidad Del Talud

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:

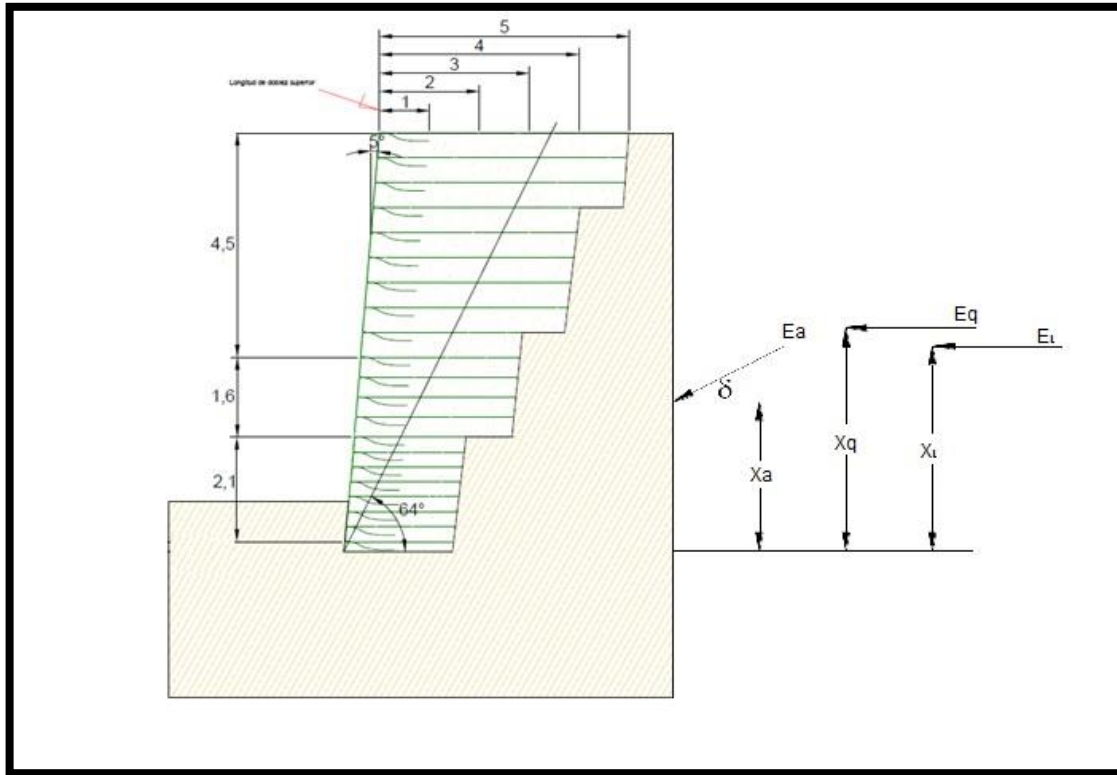


FIGURA 3.15. Fuerzas que actúan en un muro reforzado con geotextiles

Una vez determinados los valores de los empujes, los mismos deberán ser multiplicados por la longitud del muro $L_L=1m$.

Se determina la magnitud del Empuje Activo E_A , el ángulo de inclinación de este, será para este caso $\delta = \phi = 38$

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times H^2 \times K_A - 2 \times c_1 \times H \times \sqrt{K_A}$$

$$E_A = \frac{1}{2} \times 16.18 \times 8.5^2 \times 0.21 - 2 \times 5.88 \times 8.5 \times \sqrt{0.21} = 75kN/m$$

$$E_A = 75 \frac{kN}{m} \times 1m = 75kN$$

- Se calcula también las magnitudes del Empuje de Sobrecarga E_q , y empuje de las cargas vivas E_L :

$$E_q = q \times H \times K_A = (3.8)(8.5)(0.21) = 6.65kN/m$$

$$E_q = 6.65 \frac{kN}{m} \times 1m = 6.65kN$$

$$E_L = 0.75 \times \frac{P}{H'} = 0.75 \times \frac{22.56}{8.7} = 1.94 \frac{kN}{m} \times 1m = 1.94kN$$

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

| | | | | | | |
|------|--------|----|--------------------|-------|------|---|
| W4 = | 388,32 | KN | Sen δ = | 0,62 | x4 = | 3 |
| W3 = | 165,04 | KN | δ = | 38,00 | x3 = | 3 |
| W2 = | 213,58 | KN | tang ϕ_{SG} = | 0,63 | x2 = | 3 |
| W1 = | 48,54 | KN | Cos δ = | 0,79 | x1 = | 3 |

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{\tau \times L}{E_{AH} + E_q + E_L} = \frac{(c_1 + \sigma_v \times \tan \delta) \times L}{E_{AH} + E_q + E_L}$$

$$FS = \frac{(5.88 + 141.33 \times 0.63) \times 6}{59.10 + 6.65 + 1.94}$$

$$FS = 6.83 > 1.2 \text{ Cumple}$$

- 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.

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}} = \frac{M_{PM} + M_{SC}}{M_{PT} + M_{SC} + M_{CV}}$$

$$= \frac{(w_n \times X_n + w_{n+1} \times X_{n+1} + \dots) + q \times L \times \frac{L}{2}}{\frac{1}{3} \times H \times E_a + \frac{1}{2} \times H \times E_q + 0.55 \times H \times E_L}$$

$$FS = \frac{(48.54 \cdot 3 + 213.58 \cdot 3 + 165.04 \cdot 3 + 388.32 \cdot 3) + 3.8 \times 6 \times \frac{6}{2}}{\frac{1}{3} \times 8.5 \times 75 + \frac{1}{2} \times 8.5 \times 6.65 + 0.55 \times 8.5 \times 1.94}$$

$$FS = 9.79 > 1.2 \text{ Cumple}$$

- 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 $\phi_2 = 20^\circ$ los factores de capacidad de Carga se encuentran en el ANEXO 3

$$N_c = 14.83 \quad N_q = 6.4 \quad N_\gamma = 5.39 \quad L = 6m \quad z' = 1m$$

$$\sigma_{ult} = c_2 N_c + z' q N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 L_{gm1} N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (10.78)(14.83) + (1)(3.8)(6.4) + \frac{1}{2} (16.57)(6)(5.39)$$

$$\sigma_{ult} = 452.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{act} = \sigma_v = 141.33 \text{ kN/m}^2$$

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}} = \frac{452.12}{141.33} = 3.20 > 3 \text{ Cumple}$$

3.7. Diseño De Estructura Con Geogrilla

3.7.1. Consideraciones Para El Diseño De La Estructura

Se consideró realizar el diseño de un muro de suelo reforzado ya que el ángulo del talud es mayor a 70° tomando en cuenta las siguientes características:

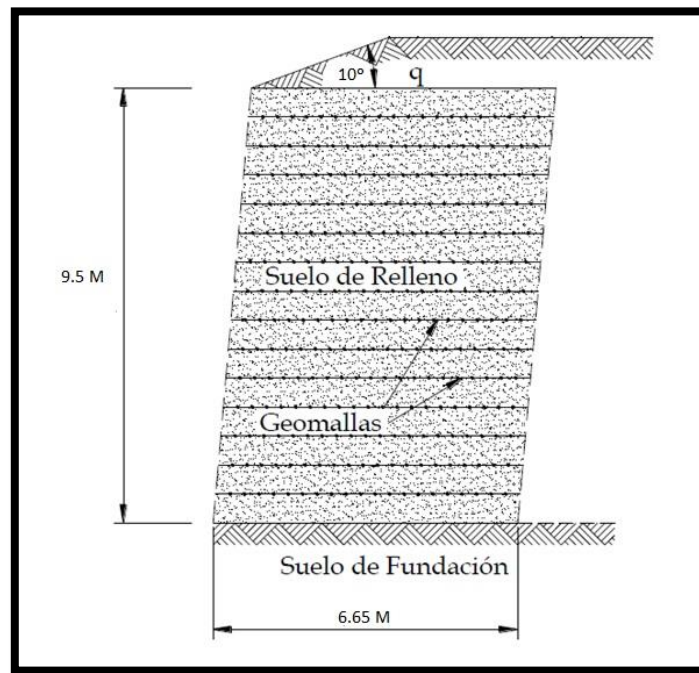


FIGURA 3.16 Grafico Explicativo

- Condiciones geométricas del muro:
 - H = Altura del Muro Reforzado = 8.5 m
 - L = Longitud Transversal del Muro, $L \geq 0.70 \cdot H = 5.95$ m
 - L_L = Longitud del Muro = 1 m

- Propiedades del suelo que se utilizara de relleno para conformar el muro, valores tomados de ANEXO 2.
 - Gravas Limosas, SC
 - γ_1 = Peso Específico del suelo de Relleno = 16.18 kN/m³
 - ϕ_1 = Angulo de Rozamiento interno del suelo de relleno = 38°
 - c_1 = Cohesión del suelo de Relleno = 5.88 kN/m²
 - G_{opt} = Humedad Optima = 12.51 %
- Propiedades del suelo de fundación, valores tomados de ANEXO 2.
 - Arcillas Gravasas arena con limo, CL
 - γ_2 = Peso Específico del suelo de Fundación = 16.57 kN/m³
 - ϕ_2 = Angulo de Rozamiento interno del suelo de Fundación = 20°
 - c_2 = Cohesión del suelo de Fundación = 10.78 kN/m²
 - G_{nat} = Humedad Natural = 5.8 %
- Características del Geomalla de la línea Maccaferri **MacGrid WG40**
 - T_{ult} = Resistencia última a la tensión del geotextil = 40 kN/m
 - FS = Factor de Seguridad (1,30 - 1,5) = 1.4
 - C_i = Adhesión del muro de geotextil al suelo = 0.75 kN/m²
 - Φ_{SGI} = Ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil, $(0,7-0,85)*\phi_1 = 32.3$

DISEÑO:

- a) Se determina la resistencia permisible del geotextil:

$$T_{adm} = \text{Tension admisible del geotextil} = \frac{T_{ult}}{FR_t}$$

- El factor de Reducción Total, se calcula con los valores establecidos en el cuadro 2.5 del capítulo 2.

FR_{DI} = Factor de Reducción por daños durante la instalación = 1.25

FR_{CR} = Factor de Reducción por escurrimiento plástico (Creep) = 2.5

FR_{DQ} = Factor de Reducción por degradación química = 1.2

FR_{DB} = Factor de Reducción por degradación biológica = 1.1

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

$$FR_T = (1.25) \times (2.5) \times (1.2) \times (1.1) = 4.12$$

$$T_{adm} = \frac{40}{4.125} = 9.7 \text{ kN/m}$$

b) Las presiones laterales, serán las mismas que se determinaron.

- Coeficiente de Presiones:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{38}{2} \right) = 0.21$$

- Carga puntual, generada por paso vehicular, que para este ejercicio es Tracto Camión de Tipo 3S2, cuyas características se obtienen del ANEXO 5 (Pesos de Vehículos de Carga) y ANEXO 6 (Tipos de Camiones).

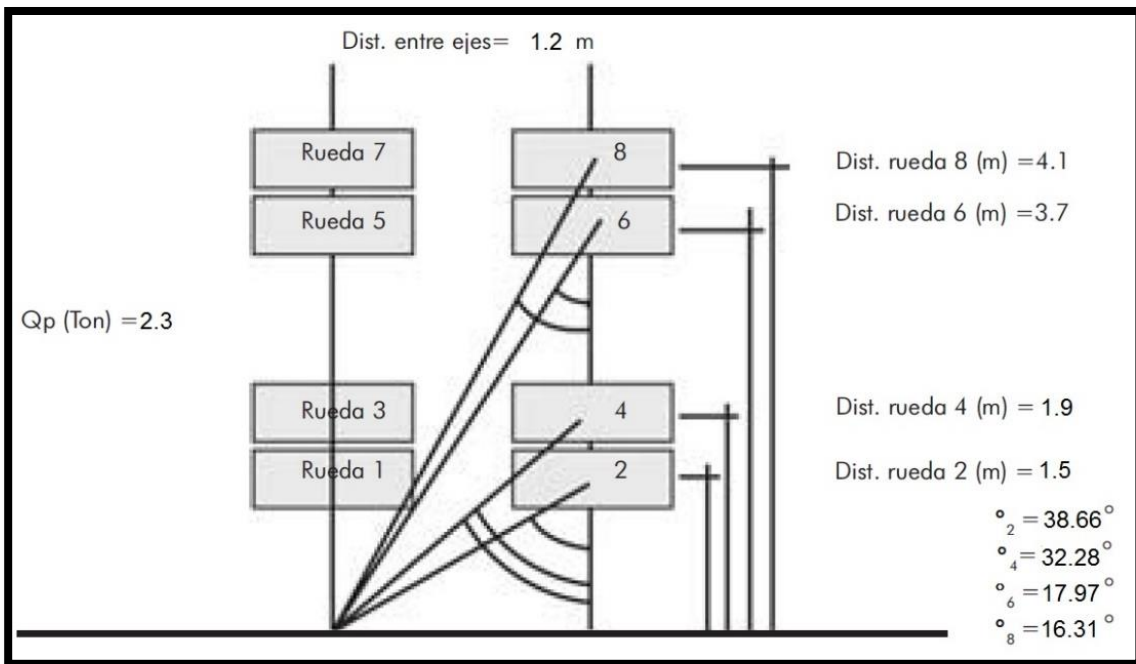


Figura 3.17: Ubicación de las ruedas

| n | $\Sigma(\sigma_h + \sigma'_h)$ |
|------|--------------------------------|
| 0,07 | 0,41 |
| 0,14 | 1,30 |
| 0,21 | 2,04 |
| 0,28 | 2,35 |
| 0,35 | 2,28 |
| 0,41 | 2,05 |
| 0,47 | 1,77 |
| 0,52 | 1,55 |
| 0,56 | 1,34 |
| 0,61 | 1,15 |
| 0,65 | 1,02 |
| 0,68 | 0,91 |
| 0,72 | 0,81 |
| 0,75 | 0,72 |
| 0,79 | 0,64 |
| 0,82 | 0,57 |
| 0,85 | 0,52 |
| 0,87 | 0,49 |
| 0,89 | 0,45 |
| 0,92 | 0,42 |
| 0,94 | 0,39 |
| 0,96 | 0,36 |
| 0,99 | 0,34 |
| 1,01 | 0,31 |

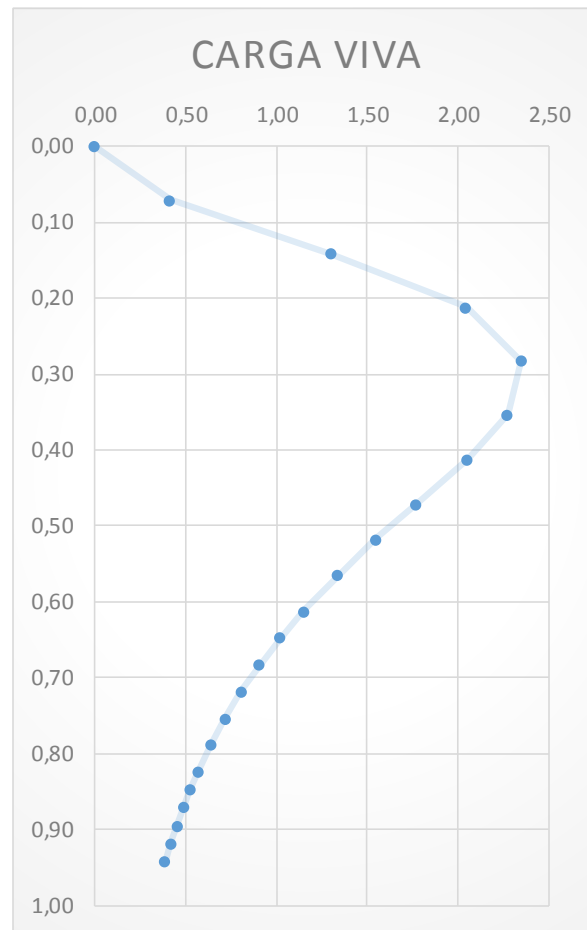


FIGURA 3.18: Esfuerzos Horizontales por Cargas Vivas

- La sobrecarga producida por la construcción de un terraplén sobre la estructura es definida de la siguiente manera:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $h_q = 0.2 \text{ m}$

$$q = \gamma \cdot h_q = 19 \cdot 0.2 = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

- La presión Total quedara expresada de la siguiente manera:

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

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

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

$$\sigma_{hL} = (\sigma_L + \sigma'_L)$$

$$\sigma_h = (0.21)(16.18)(z) + (0.21)(3.8) + (\sigma_L + \sigma'_L)$$

c) Para el espaciamiento vertical Sv de la geomalla:

A una profundidad $z = 8.5$ m

$$S_v = \frac{T_{adm} \times C_i}{\sigma_h} = \frac{9.70 \times 0.75}{(0.21)(16.18)(0.6) + (0.21)(3.8) + 0.41} = 2.28 \approx 0.6$$

- Como se puede notar en Sv entre geomallas es de 1.93 m, la cual es mucho mayor a la mínima que es de 60 cm por tanto asumimos esta.

CUADRO 3.14 Espaciamientos de capas de Geogrilla

| CAPA # | z (m) | σ_{hs} (m) | σ_{hq} (m) | σ_{hL} (m) | Sv cal (m) | Sv (m) |
|--------|-------|-------------------|-------------------|-------------------|------------|--------|
| 25 | 0 | 0,00 | 0,78 | 0,00 | 9,29 | 0,6 |
| 24 | 0,6 | 2,00 | 0,78 | 0,41 | 2,28 | 0,6 |
| 23 | 1,2 | 4,00 | 0,78 | 1,30 | 1,20 | 0,6 |
| 22 | 1,8 | 6,00 | 0,78 | 2,04 | 0,82 | 0,6 |
| 21 | 2,4 | 8,00 | 0,78 | 2,35 | 0,65 | 0,6 |
| 20 | 3 | 10,00 | 0,78 | 2,28 | 0,56 | 0,5 |
| 19 | 3,5 | 11,66 | 0,78 | 2,05 | 0,50 | 0,5 |
| 18 | 4 | 13,33 | 0,78 | 1,77 | 0,46 | 0,4 |
| 17 | 4,4 | 14,66 | 0,78 | 1,55 | 0,43 | 0,4 |
| 16 | 4,8 | 15,99 | 0,78 | 1,34 | 0,40 | 0,4 |
| 15 | 5,2 | 17,33 | 0,78 | 1,15 | 0,38 | 0,3 |
| 14 | 5,5 | 18,32 | 0,78 | 1,02 | 0,36 | 0,3 |
| 13 | 5,8 | 19,32 | 0,78 | 0,91 | 0,35 | 0,3 |
| 12 | 6,1 | 20,32 | 0,78 | 0,81 | 0,33 | 0,3 |
| 11 | 6,4 | 21,32 | 0,78 | 0,72 | 0,32 | 0,3 |
| 10 | 6,7 | 22,32 | 0,78 | 0,64 | 0,31 | 0,3 |
| 9 | 7 | 23,32 | 0,78 | 0,57 | 0,29 | 0,2 |
| 8 | 7,2 | 23,99 | 0,78 | 0,52 | 0,29 | 0,2 |
| 7 | 7,4 | 24,66 | 0,78 | 0,49 | 0,28 | 0,2 |
| 6 | 7,6 | 25,32 | 0,78 | 0,45 | 0,27 | 0,2 |
| 5 | 7,8 | 25,99 | 0,78 | 0,42 | 0,27 | 0,2 |
| 4 | 8 | 26,65 | 0,78 | 0,39 | 0,26 | 0,2 |
| 3 | 8,2 | 27,32 | 0,78 | 0,36 | 0,26 | 0,2 |
| 2 | 8,4 | 27,99 | 0,78 | 0,34 | 0,25 | 0,2 |
| 1 | 8,6 | 28,65 | 0,78 | 0,31 | 0,24 | 0,2 |

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 m.

$$Le = \frac{S_v \times \sigma_h}{2 \times C_i \times \sigma_v \times \tan \phi_1} = \frac{0.6 \times [(0.21)(16.18)(0.6) + (0.21)(3.8) + 0.41]}{2 \times 0.75 \times 141.33 \times [\tan 38]}$$

CUADRO 3.15 Longitud de empotramiento de capas de Geogrilla

| CAPA # | Le cal (m) | Le min (m) | Le (m) |
|-----------|---------------|------------------|-----------|
| 25 | 0,00 | 1 | 1 |
| 24 | 0,17 | 1 | 1 |
| 23 | 0,15 | 1 | 1 |
| 22 | 0,14 | 1 | 1 |
| 21 | 0,14 | 1 | 1 |
| 20 | 0,11 | 1 | 1 |
| 19 | 0,11 | 1 | 1 |
| 18 | 0,09 | 1 | 1 |
| 17 | 0,09 | 1 | 1 |
| 16 | 0,09 | 1 | 1 |
| 15 | 0,06 | 1 | 1 |
| 14 | 0,06 | 1 | 1 |
| 13 | 0,06 | 1 | 1 |
| 12 | 0,06 | 1 | 1 |
| 11 | 0,06 | 1 | 1 |
| 10 | 0,06 | 1 | 1 |
| 9 | 0,04 | 1 | 1 |
| 8 | 0,04 | 1 | 1 |
| 7 | 0,04 | 1 | 1 |
| 6 | 0,04 | 1 | 1 |
| 5 | 0,04 | 1 | 1 |
| 4 | 0,04 | 1 | 1 |
| 3 | 0,04 | 1 | 1 |
| 2 | 0,04 | 1 | 1 |
| 1 | 0,04 | 1 | 1 |

- Se realiza el cálculo de la Longitud Geométrica LR hasta la zona de falla:

$$L_R = (H - z) \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = (8.5 - z) \times \tan\left(45 - \frac{38}{2}\right)$$

CUADRO 3.16 Determinación de la longitud de capas de Geogrilla

| CAPA # | z (m) | Sv (m) | LR (m) | LR (m) | Le (m) | L calc (m) | LG (m) | Lreq (m) |
|--------|-------|--------|--------|--------|--------|------------|--------|----------|
| 25 | 0 | 0,6 | 3,86 | 3,86 | 1 | 4,86 | 5,46 | 6 |
| 24 | 0,6 | 0,6 | 3,58 | 3,58 | 1 | 4,58 | 5,18 | 6 |
| 23 | 1,2 | 0,6 | 3,31 | 3,31 | 1 | 4,31 | 4,91 | 6 |
| 22 | 1,8 | 0,6 | 3,04 | 3,04 | 1 | 4,04 | 4,64 | 6 |
| 21 | 2,4 | 0,6 | 2,77 | 2,77 | 1 | 3,77 | 4,37 | 6 |
| 20 | 3 | 0,5 | 2,50 | 2,5 | 1 | 3,5 | 4 | 6 |
| 19 | 3,5 | 0,5 | 2,27 | 2,27 | 1 | 3,27 | 3,77 | 6 |
| 18 | 4 | 0,4 | 2,04 | 2,04 | 1 | 3,04 | 3,44 | 6 |
| 17 | 4,4 | 0,4 | 1,86 | 1,86 | 1 | 2,86 | 3,26 | 6 |
| 16 | 4,8 | 0,4 | 1,68 | 1,68 | 1 | 2,68 | 3,08 | 6 |
| 15 | 5,2 | 0,3 | 1,50 | 1,5 | 1 | 2,5 | 2,8 | 6 |
| 14 | 5,5 | 0,3 | 1,36 | 1,36 | 1 | 2,36 | 2,66 | 6 |
| 13 | 5,8 | 0,3 | 1,23 | 1,23 | 1 | 2,23 | 2,53 | 6 |
| 12 | 6,1 | 0,3 | 1,09 | 1,09 | 1 | 2,09 | 2,39 | 6 |
| 11 | 6,4 | 0,3 | 0,95 | 0,95 | 1 | 1,95 | 2,25 | 6 |
| 10 | 6,7 | 0,3 | 0,82 | 0,82 | 1 | 1,82 | 2,12 | 6 |
| 9 | 7 | 0,2 | 0,68 | 0,68 | 1 | 1,68 | 1,88 | 6 |
| 8 | 7,2 | 0,2 | 0,59 | 0,59 | 1 | 1,59 | 1,79 | 6 |
| 7 | 7,4 | 0,2 | 0,50 | 0,5 | 1 | 1,5 | 1,7 | 6 |
| 6 | 7,6 | 0,2 | 0,41 | 0,41 | 1 | 1,41 | 1,61 | 6 |
| 5 | 7,8 | 0,2 | 0,32 | 0,32 | 1 | 1,32 | 1,52 | 6 |
| 4 | 8 | 0,2 | 0,23 | 0,23 | 1 | 1,23 | 1,43 | 6 |
| 3 | 8,2 | 0,2 | 0,14 | 0,14 | 1 | 1,14 | 1,34 | 6 |
| 2 | 8,4 | 0,2 | 0,05 | 0,05 | 1 | 1,05 | 1,25 | 6 |
| 1 | 8,6 | 0,2 | -0,05 | -0,05 | 1 | 0,95 | 1,15 | 6 |

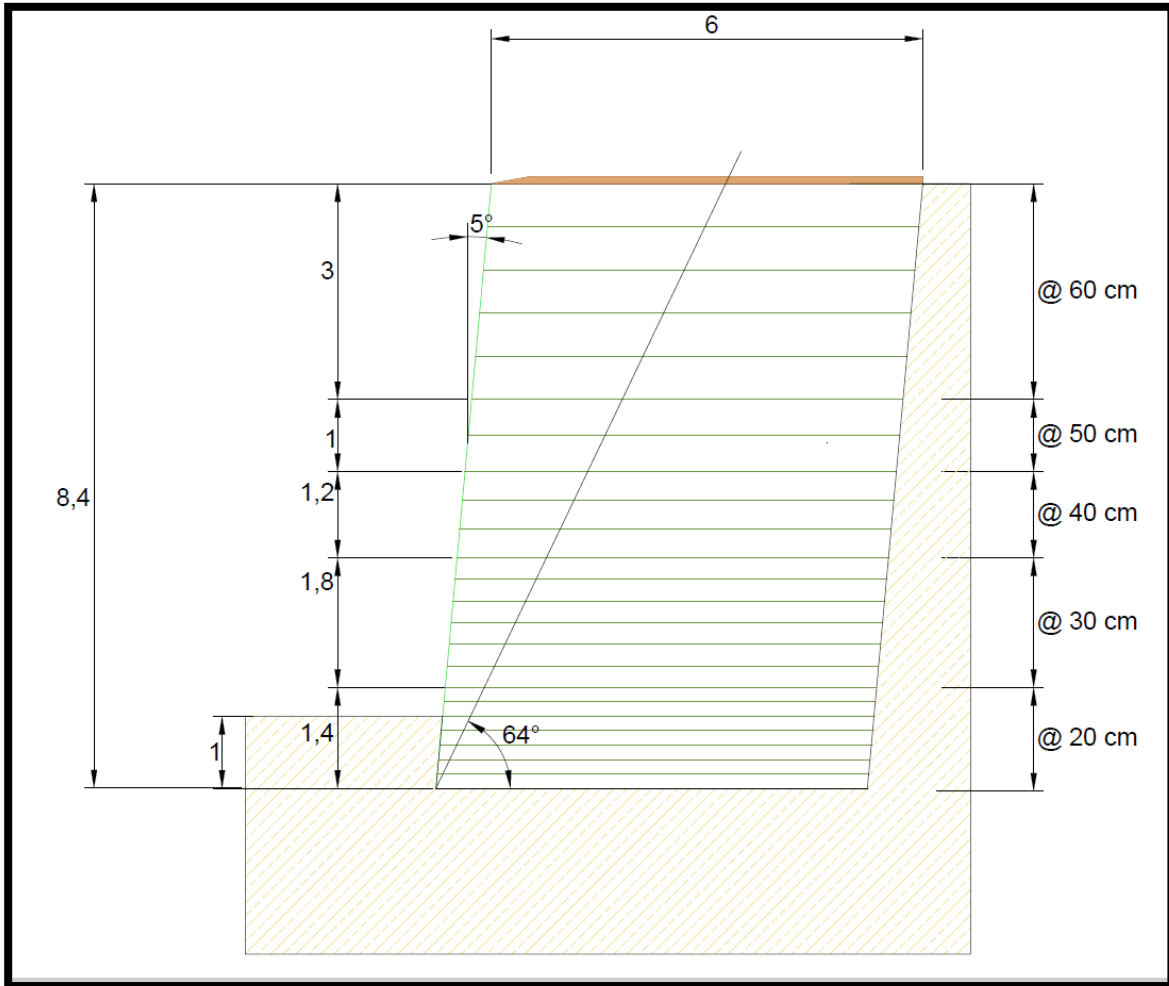


FIGURA 3.19 Dimensiones de muro reforzado con geogrillas

3.7.2. Verificación De La Estabilidad Del Talud

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:

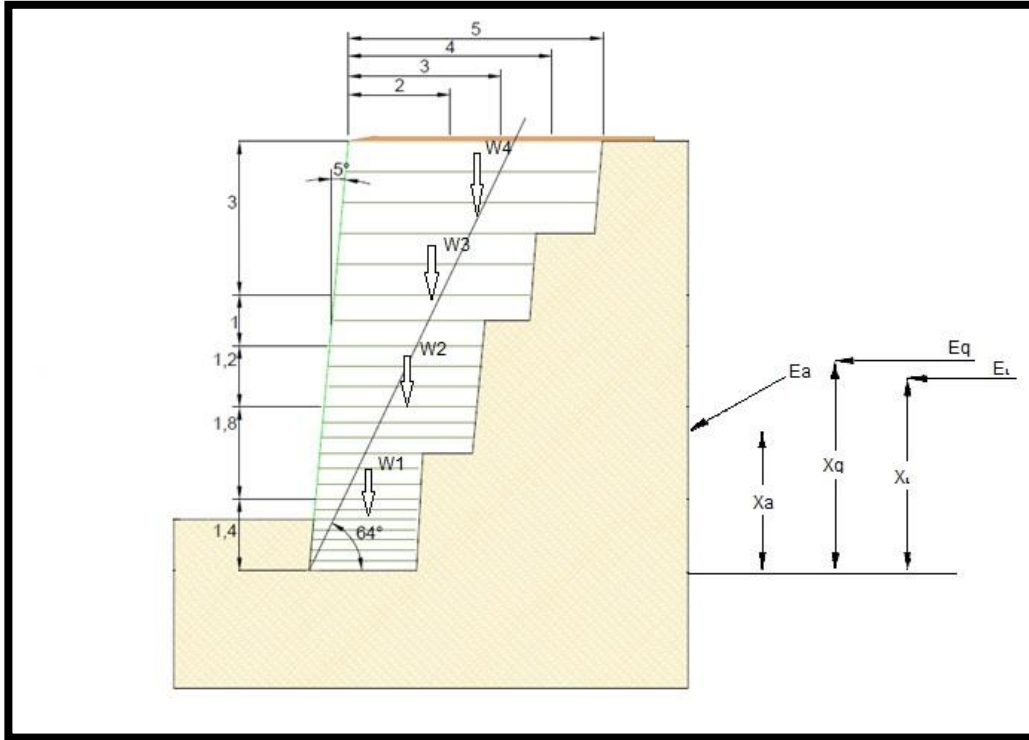


FIGURA 3.20 Fuerzas que actúan en un muro reforzado con georillas

Una vez determinados los valores de los empujes, los mismos deberán ser multiplicados por la longitud del muro $L_L=1m$.

Se determina la magnitud del Empuje Activo E_A , el ángulo de inclinación de este, será para este caso $\delta = \phi = 38$

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times H^2 \times K_A - 2 \times c_1 \times H \times \sqrt{K_A}$$

$$E_A = \frac{1}{2} \times 16.18 \times 8.5^2 \times 0.21 - 2 \times 5.88 \times 8.5 \times \sqrt{0.21} = 75kN/m$$

$$E_A = 75 \frac{kN}{m} \times 1m = 75kN$$

- Se calcula también las magnitudes del Empuje de Sobrecarga E_q , y empuje de las cargas vivas E_L :

$$E_q = q \times H \times K_A = (3.8)(8.5)(0.21) = 6.65kN/m$$

$$E_q = 6.65 \frac{kN}{m} \times 1m = 6.65kN$$

$$E_L = 0.75 \times \frac{P}{H'} = 0.75 \times \frac{22.56}{8.7} = 1.94 \frac{kN}{m} \times 1m = 1.94kN$$

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

| | | | | | |
|-----|--------|----|------------------|-----|---|
| W5= | 232,99 | KN | | x5= | 3 |
| W4= | 106,79 | KN | Sen δ = | x4= | 3 |
| W3= | 126,20 | KN | δ = | x3= | 3 |
| W2= | 184,45 | KN | tang ϕ SG = | x2= | 3 |
| W1= | 184,45 | KN | Cos δ = | x1= | 3 |

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{\tau \times L}{E_{AH} + E_q + E_L} = \frac{(c_1 + \sigma_v \times \tan \delta) \times L}{E_A + E_q + E_L}$$

$$FS = \frac{(5.88 + 141.33 \times 0.63) \times 2}{75 + 6.65 + 1.94}$$

$$FS = 6.83 > 1.2 \text{ Cumple}$$

- 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.

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}} = \frac{M_{PM} + M_{SC}}{M_{PT} + M_{SC} + M_{CV}}$$

$$= \frac{(w_n \times X_n + w_{n+1} \times X_{n+1} + \dots) + q \times L \times \frac{L}{2}}{\frac{1}{3} \times H \times E_a + \frac{1}{2} \times H \times E_q + 0.55 \times H \times E_L}$$

$$FS = \frac{(184.42 \cdot 3 + 184.45 \cdot 3 + 126.30 \cdot 3 + 106.79 \cdot 3 + 232.99 \cdot 3) + 3.8 \times 2 \times \frac{6}{2}}{\frac{1}{3} \times 8.5 \times 75 + \frac{1}{2} \times 8.5 \times 6.65 + 0.55 \times 8.5 \times 1.94}$$

$$FS = 10.3 > 1.2 \text{ Cumple}$$

- 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 $\phi_2 = 20^\circ$ los factores de capacidad de Carga se encuentran en el ANEXO 3

$$N_c = 14.83 \quad N_q = 6.4 \quad N_\gamma = 5.39 \quad L = 6 \text{ m} \quad z' = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{ult} = c_2 N_c + z' q N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 L_{gm1} N_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = (10.78)(14.83) + (1)(3.8)(6.4) + \frac{1}{2} (16.57)(6)(5.39)$$

$$\sigma_{ult} = 452.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{act} = \sigma_v = 141.33 \text{ kN/m}^2$$

$$FS = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{apl}} = \frac{452.12}{141.33} = 3.20 > 3 \text{ Cumple}$$

3.8. Presupuesto

La diferencia de la ejecución del muro de suelo reforzado en comparación a otros tipos de muros tiene un proceso constructivo más rápido y así de sierra forma aporta a que este tipo de estructuras sean mucho más económicas y técnicas.

3.8.1. Cálculo De Presupuesto

En los cuadros presentamos el presupuesto general, el detalle de los cálculos y precios unitarios para ambos presupuestos se encuentran en el ANEXO 8.

Geotextil

| Nº | Descripción | Und. | Cantidad | Unitario | Parcial (Bs) |
|----|---|------|----------|----------|------------------|
| > | M01 - INSTALACIÓN DE FAENAS | | | | 552,80 |
| 1 | INSTALACIÓN DE FAENAS GLOBAL | glb | 1,00 | 552,80 | 552,80 |
| > | M02 - MOVIMIENTO DE TIERRAS | | | | 12.015,76 |
| 2 | REPLANTEO Y TRAZADO | m | 12,00 | 3,33 | 39,96 |
| 3 | EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORAS | m³ | 334,80 | 35,77 | 11.975,80 |
| > | M03 - MURO DE SUELO REFORZADO | | | | 63.501,45 |
| 4 | PROV. Y COL. GEOTEXTIL | m² | 1.666,08 | 24,95 | 41.568,70 |
| 5 | RELLENO Y COMPACTADO DE TIERRA (MANUAL) | m³ | 334,80 | 65,51 | 21.932,75 |
| > | M04 - RETIRO DE ESCOMBROS | | | | 34,96 |
| 6 | RETIRO DE ESCOMBROS C/CARGUÍO | m³ | 1,50 | 23,31 | 34,96 |
| | Total Presupuesto: | | | | 76.104,97 |
| | Son: Setenta y Seis Mil Ciento Cuatro con 97/100 Bolivianos | | | | |

Geogrilla

| Nº | Descripción | Und. | Cantidad | Unitario | Parcial (Bs) |
|----------|--|----------------|----------|----------|------------------|
| > | M01 - INSTALACIÓN DE FAENAS | | | | 552,80 |
| 1 | INSTALACIÓN DE FAENAS GLOBAL | glb | 1,00 | 552,80 | 552,80 |
| > | M02 - MOVIMIENTO DE TIERRAS | | | | 11.715,29 |
| 2 | REPLANTEO Y TRAZADO | m | 12,00 | 3,33 | 39,96 |
| 3 | EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORAS | m ³ | 326,40 | 35,77 | 11.675,33 |
| > | M03 - MURO DE SUELO REFORZADO | | | | 56.752,46 |
| 4 | PROV. Y COL. GEOGRILLA | m ² | 1.080,00 | 32,75 | 35.370,00 |
| 5 | RELLENO Y COMPACTADO DE TIERRA (MANUAL) | m ³ | 326,40 | 65,51 | 21.382,46 |
| > | M04 - RETIRO DE ESCOMBROS | | | | 34,96 |
| 6 | RETIRO DE ESCOMBROS C/CARGUÍO | m ³ | 1,50 | 23,31 | 34,96 |
| | Total Presupuesto: | | | | 69.055,51 |
| | Son: Sesenta y Nueve Mil Cincuenta y Cinco con 51/100 Bolivianos | | | | |

Se puede notar que existe una pequeña diferencia en el presupuesto de ambos diseños por lo cual se puede adoptar cualquiera de los dos.

3.9. Análisis De Los Resultados

3.9.1. Análisis De Los Resultados De Las Condiciones Actuales Del Talud

Las condiciones actuales del área de estudio son favorables para el estudio estabilidad de taludes ya que el talud posee una sección trasversal casi uniforme, con pendiente y un ángulo de elevación constante

La falla que presenta actualmente es de tipo superficial el cual en época de lluvias tiende a socavar haciendo que el estrato se deposite en la parte baja del talud llegando en ocasiones hasta el pavimento y tapando la vereda lo cual impide la circulación peatonal. Este presenta dos tipos de estratos aluviales que son la mayor parte del talud y el coluvial que se encuentra en la parte superior el cual es el más propenso a la socavación con la lluvia

3.8.2. Análisis De Los Resultados Del Muro De Suelo Reforzado

El análisis de estabilidad de taludes aplicados a un muro de suelo reforzado nos lleva concluir que el muro geoméricamente es óptimo aprovechando al máximo las propiedades de resistencia del suelo de relleno con respecto a otras geometrías anteriormente propuestas, el análisis de estabilidad se realizó manualmente vasado en el manual de la industria PAVCO

se puede evidenciar que los factores de seguridad son factores externos que tiene que cumplir el diseño para la estabilidad de esta como podemos ver a continuación:

Los factores mínimos recomendados por la AASHTO para el cálculo y diseño de muros en suelo reforzado son establecidos por el ingeniero diseñador según las características geomecánicas de los materiales a utilizar y de las condiciones propias del proyecto.

El análisis de la estabilidad interna se basa en el diseño de la estructura interna completa la cual está diseñada en función a las características geotécnicas de los suelos y características de resistencias de los geosintéticos los cuales permiten determinar el factor de seguridad en función al espaciamiento vertical el cual en el software muestra que cumple para Geogrillas como Geotextiles de la estructura de contención.

La estabilidad externa se la analiza en función a tres factores de seguridad Deslizamiento, Volcamiento y Capacidad portante.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Concluido la investigación de estabilidad de taludes con muros de suelo reforzado se llegaron a las siguientes conclusiones:

- Es fundamental el estudio de los diferentes tipos y mecanismos de falla, con la intención de poder clasificar dentro de un tipo de deslizamiento en particular, el resultado nos indica que es un deslizamiento superficial el cual es común en zonas donde la topografía han sido removidos y donde se encuentra estratos de arcilla blanda o de arenas finas o limos.
- Para la aplicación de un sistema de suelo reforzado es importante saber los parámetros de resistencia del suelo como ser el Angulo de fricción interna del suelo y la cohesión estos parámetros son fundamentales en la aplicación del equilibrio de fuerzas ya que su mala aplicación o estimación llevan a resultados erróneos.
- Estos métodos están basados en el equilibrio de momentos y fuerzas, pero ambos métodos asumen que ya sea las fuerzas inter fragmentos es cero o no satisfacen la ecuaciones de equilibrio de momentos respectivamente. Lo cual hace que estas ecuaciones no sean muy complejas y además en el campo de aplicación a dado buenos resultados. Pero se recomienda que se utilice los factores de seguridad.
- Es importante verificar la estabilidad del talud en las condiciones naturales actuales, puesto que los valores de factor de seguridad en el talud estudiado nos dan valores entre 1.0 – 1.2 lo cual nos indica que el talud tiene una seguridad frágil o que en algún momento va a deslizarse
- El método de estabilización de taludes más utilizado en el país, es el muro estructural de hormigón ciclópeo o gaviones los mismos, constituyen 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.
- En función al manual de la línea de geosintéticos PAVCO que está basado en la norma AASTHO nos ha permitido realizar el análisis de estabilidad interna y externa del muro de suelo reforzado en el talud, lo cual se verifico y nos dieron valores de factor de seguridad óptimos para la implementación de la estructura en el talud.
- Lo que se pretende con el presente proyecto es dar una solución viable y económica el costo total de la obra de suelo reforzado, con una duración aproximada de 46 días Calendario.

5.2. Recomendaciones

- Es de hecho que el área de estudio necesita soluciones definitivas para los deslizamientos que afectan la libre circulación de los vehículos la estructura antes planteada reúne todos los requisitos para brindar seguridad ante los fenómenos de deslizamiento, bajo impactos ambientales en la zona, no requiere de mano de obra calificada y es económica que emplea el mismo suelo de la zona.
- Se recomienda el control de calidad de los materiales porque es fundamental en este tipo de obra ya por tratarse de muro de suelo reforzado, el material de relleno debe de ser de buena calidad de tal forma que se garantice los requerimientos mínimos para asegurar la estabilidad del muro de suelo reforzado.
- 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
- La utilización de programas en el campo de la Ingeniería Civil hoy por hoy es cada vez más amplio, más al contrario del Ingeniero Civil debe conocer los modelos matemáticos que están siendo usados en el programa y así de esta forma evitar errores de gran magnitud, y verificar los resultados que arroja dicho programa.
- Es recomendable para la toma de muestras de la masa de un talud, que las muestras no sufran alteraciones en sus propiedades, y lleguen a los laboratorios especializados

lo más rápido posible, ya que cualquier alteración en la muestra obtenida puede dar lugar a la obtención de valores errados.