

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Ricardo Riveros Velásquez

Profesor Comisión: Carmen González Labbé

José Norambuena Contreras

PROPUESTA DE SOLUCIÓN TEÓRICA PARA DESLIZAMIENTOS POCO PROFUNDOS DE SUELOS SOBRE ROCA EN TALUDES DE ALTA PENDIENTE

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de
Ingeniero Civil

DENIS GABRIEL FRITZ MORENO

Concepción, Enero 2015

Dedicatoria:

*Para todos aquellos que tienen sed de conocimiento y
gusto por el área de la geotecnia,
además a quienes
han hecho posible que yo esté aquí,
en especial a mi madre, mis hermanos y
a mi padre Q.E.P.D..*

Agradecimientos:

Se hace complejo enumerar a quienes debo el hecho de estar aquí hoy y cumplir mi sueño. En primer lugar agradezco a todos aquellos que he conocido e influyeron, de una u otra forma, en mi meta de ser profesional, con una palabra, un consejo, con clases de asignaturas y con orientación.

Gracias a todos quienes me han guiado en este camino y me dieron la oportunidad. Agradezco a mi familia por su apoyo absoluto, a mis amigos, a todos mis compañeros de carrera, a cada uno del personal académico y administrativo de la carrera de ingeniería civil quienes siempre han tenido la buena disposición de ayudarme en todo.

“Gracias a todos por contribuir a que sea una mejor persona”

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
RESUMEN	7
ABSTRACT	8
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	9
1.1 Justificación del Proyecto de Título	10
1.2 Objetivos de la Investigación	10
1.2.1 Objetivo general	10
1.2.2 Objetivos específicos.....	10
CAPÍTULO II: ANTECEDENTES GENERALES	11
2.1 Conceptos generales de taludes y deslizamientos	11
2.2 Clasificación de los movimientos.....	11
2.3 Factores que afectan el comportamiento del talud	12
2.4 Mecanismos de falla de deslizamientos poco profundos	12
2.5 Manejo y estabilización de taludes poco profundos.....	14
2.5.1 Metodologías de remediación.....	14
2.5.2 Estabilización de taludes	14
CAPÍTULO III: CARACTERIZACIÓN DE TIPO DE FALLA POCO PROFUNDA.....	15
3.1 Características analíticas del talud.....	15
3.1.1 Parámetros de investigación	15
3.1.2 Deslizamiento de Suelos Superficial sobre Rocas con Alta Pendiente (DSSRAP)	15
3.1.3 Factores que influyen en DSSRAP.....	16
3.2 Características de proposición de proceso de deterioro de DSSRAP.....	17
3.2.1 Fase 1: deterioro superficial	17
3.2.2 Fase 2: flujo y/o socavación	17

3.2.3 Fase 3: movimiento de masa	18
3.2.4 Fase 4: reactivación	19
3.4 Métodos de estabilización aplicables a DSSRAP	19
CAPITULO IV: PROPUESTA DE SOLUCION PARA DSSRAP	21
4.1 Selección del método de estabilización para DSSRAP	21
4.2 Método sugerido para estabilización de DSSRAP	22
4.3 Modelo geométrico de sistema de membrana clavada compuesta (MCC)	22
4.4 Malla de acero y anclajes.....	23
4.4.1 Inestabilidades de suelos para MCC.....	24
4.4.2 Mecanismo de falla propuesto para MCC	25
4.4.3 Pruebas de seguridad de la malla de estabilización superficial de taludes	27
4.4.4 Análisis de anclajes para sistema propuesto MCC	28
4.8 Subdrenaje horizontal profundo (SHP)	31
4.9 Manto de recubrimiento geosintético y natural	32
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES	34
CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES	35
BIBLIOGRAFÍA	36
ANEXO A: NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA, DE LOS PROCESOS DE MOVIMIENTO Y DIMENSIONES.....	41
ANEXO B: TIPOS DE MOVIMIENTOS Y METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.....	47
ANEXO C: SISTEMA FLEXIBLES Y MÉTODOS DE DISEÑO EXISTENTES DE ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES.	53
ANEXO D: ANÁLISIS DE PROPOSICIÓN DE MÉTODO DISEÑO PARA MCC.....	59
ANEXO E: SUBDRENAJE DE PENETRACIÓN Y MANTO DE RECUBRIMIENTO.	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Afección del agua en suelo poco profundo	13
Figura 2. Proceso de deterioro fase 1 y 2 para DSSRAP	18
Figura 3. Proceso de deterioro fase 3 y 4 para DSSRAP	19
Figura 4. Diagrama de propuesta de solución para DSSRAP	21
Figura 5. Vistas de esquema de propuesta MCC con SHP.....	23
Figura 6. a) Mecanismos de fallas probables entre bulones	24
Figura 7. a) Fuerzas actuantes en cuña de MCC	26
Figura 8. Esquema de cuerpo deslizante	27
Figura 9. Propuesta de sistema de bulones para MCC	29
Figura 10. Esterilla C350.....	33

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Métodos de estabilización de DSSRAP	20
--	----

PROPUESTA DE SOLUCIÓN TEÓRICA PARA DESLIZAMIENTOS POCO PROFUNDOS DE SUELOS SOBRE ROCA EN TALUDES DE ALTA PENDIENTE

Autor: Denis Fritz Moreno

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío

Correo Electrónico: dfritz@alumnos.ubiobio.cl

Profesor Patrocinante: Ricardo Riveros Velásquez

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío

Correo Electrónico: rriveros@ubiobio.cl

RESUMEN

Existen variados problemas que presentan los taludes estabilizados geoméricamente, por reincidencia de las causas que lo deterioran. Uno de ellos son los deslizamientos locales de mantos de suelos poco profundos sobre taludes rocosos de alta pendiente. Si bien, hay distintos métodos de estabilización de dichos mantos, estos se ven limitados a pendientes $< 45^\circ$.

Es así, que el presente proyecto tiene como finalidad desarrollar una alternativa de solución teórica para este dilema. Por consiguiente, del análisis bibliográfico se caracteriza como un proceso de deterioro progresivo con cuatro fases, en pendientes $\geq a 45^\circ$, con manto de suelo de profundidad variable, en cualquier tipo de suelo y altura del talud, con intervención geométrica. Además, se define como un movimiento complejo, cuyo factor influyente recurrente es el efecto del agua superficial y subterránea. Esta provoca deslizamientos locales, erosión superficial y flujos subterráneos.

Por lo tanto, se propone un sistema flexible con su diseño para estabilización superficial, un manto de recubrimiento que evite la erosión y favorezca la revegetación y un subdrenaje para disminución del nivel freático. Esto significa que la solución propuesta es complementaria a estabilizaciones geométricas, actuando como prevención.

Palabras clave: Talud, deslizamiento superficial, alta pendiente.

7.178 Palabras Textos+11 Figuras/Tablas*250=9.928 Palabras Totales

PROPOSAL OF THEORETICAL SOLUTION FOR LOW-DEPTH LANDSLIDE ON ROCK ON STEEP SLOPES

Author: Denis Fritz Moreno

Environmental and Civil Engineering Department, Universidad del Bío Bío

Email: dfritz@alumnos.ubiobio.cl

Sponsoring Teacher: Ricardo Riveros Velásquez

Environmental and Civil Engineering Department, Universidad del Bío Bío

Email: riveros@ubiobio.cl

ABSTRACT

There are various problems presented on geometrically stabilized slopes due to recurrence of the causes that deteriorate it. One of them, are the local landslides of low-depth mantles on a rocky steep slopes. Although, there are different methods of stabilizing these mantles, these are limited to slopes lower than 45° .

Thus, the present project aims to develop an alternative theoretical solution to this dilemma. Therefore, from the literature review, it's characterized as a process of progressive deterioration with four stages; in slopes greater or equal than 45° , with mantles of varying depths, in any type of soil and slope height, with geometric intervention. It is also defined as a complex movement, whose recurrent influential factor is the effect of the underground and superficial water. This causes local landslides, superficial erosion and underground flows.

Therefore, a flexible system is proposed, with its design for superficial stabilization, a covering mantle that prevents erosion and promotes revegetation and sub-drainage to decrease the phreatic level. This means that the proposed solution is complementary to geometric stabilization, acting as prevention

Keywords: Slopes, superficial sliding, high slope.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.

A través de los tiempos el estudio de los deslizamientos de suelos en taludes, ha tomado mucha relevancia debido a la limitación de terrenos planos. Estos al presentarse podrían poner en peligro la vida de las personas o algún tipo de infraestructura.

Crespo (2004) establece que un talud no puede considerarse estable indefinidamente porque tarde o temprano la estabilidad se pierde debido a agentes naturales o artificiales. Por ello, en taludes estabilizados geoméricamente es frecuente encontrar deslizamientos superficiales locales y procesos de deterioros que describen una falla futura. Esto se ve acrecentado, cuando se trata de taludes con pendientes altas ($\geq 45^\circ$) y por las pocas alternativas de solución existentes para ellos.

Es así, que la presente investigación tiene como objetivo realizar un análisis teórico de deslizamientos poco profundos de suelos sobre rocas en taludes de alta pendiente, asumiendo estabilización geométrica previa, para llegar a proponer una solución preventiva de su ocurrencia.

Como revisión de antecedentes se realiza una investigación de conceptos tales como: talud y deslizamiento con sus factores relevantes y el manejo y estabilización de ellos. Luego se pasa a caracterizar el tipo de falla en sí, describiendo el proceso de deterioro para deslizamientos poco profundos, incluyendo el sistema resolutivo para terminar con un capítulo de análisis de la propuesta de solución en detalle.

Además, se analiza su tipo de movimiento que refleja los factores que influyen en él. De esto se desprende que, como pueden existir varios procesos de falla que produzcan el deslizamiento de estudio, esta investigación se abocará al efecto del agua, que será el causante del proceso de deterioro y del factor detonante. Haciendo su descripción e influenciando al instante de elegir la solución estabilizadora.

Los resultados de la investigación apuntan a proponer una solución integral que abarque la prevención y mitigación de: deslizamientos locales, la erosión superficial y los flujos subterráneos de agua. Para esto, se propone un sistema flexible de estabilización pasiva (malla de acero y bulones de anclaje), un manto de recubrimiento y un subdrenaje horizontal. Donde el diseño de la solución, se propone en base a los métodos existentes de diseño para sistemas flexibles activos de estabilización de taludes, con modificaciones propias de las características del deslizamiento en cuestión.

1.1 Justificación del Proyecto de Título

La afección constante de los procesos de deterioro de suelos en taludes con estabilización geométrica pueden llegar a generar fallas. Por otro lado, la cantidad de técnicas de estabilización de taludes se ven disminuidas para pendientes altas ($\geq 45^\circ$) y también para suelos poco profundos sobre roca, con soluciones muy complejas e invasivas de ejecución o que abarcan muy pocas consecuencias de estos procesos.

Es así, que se hace necesario proponer una alternativa de solución integral orientada a la prevención de inestabilidad superficial local en manto de suelos poco profundos sobre roca en taludes de alta pendiente, en conjunto con su diseño. Esta debe ser capaz de controlar deslizamientos locales y mitigar y/o enlentecer los procesos de deterioro que se produzcan. Con beneficios preventivos a largo plazo, que por consecuencia evita fallas globales al controlar algunas de sus causas.

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo general

Proponer una solución teórica para evitar deslizamientos poco profundos de suelos sobre roca en talud de alta pendiente.

1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el tipo de falla de deslizamientos pocos profundos de suelos sobre roca en taludes de alta pendiente.
- Determinar los principales factores que influyen en el tipo de falla de suelos poco profundos.
- Distinguir las soluciones existentes para el manejo y la estabilización de taludes.
- Analizar factores y soluciones que influyen en este tipo de falla para proponer una alternativa de solución.

CAPÍTULO II: ANTECEDENTES GENERALES

Para el desarrollo de esta investigación fue necesario analizar y describir algunos conceptos fundamentales relacionados con taludes y deslizamientos poco profundos, describiendo sus principales características, clasificación y los métodos de estabilización más comunes de deslizamientos.

2.1 Conceptos generales de taludes y deslizamientos

Braja (2001), define talud como una superficie inclinada respecto a la horizontal, que adoptan en forma permanente las estructuras de la tierra. Crespo (2004) los clasifica como natural, que son aquellos denominados laderas y como artificial que son consecuencia de la intervención humana, denominado talud.

Suárez (1998) explica que un deslizamiento es la rotura y el desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa del mismo.

La nomenclatura de dimensionamiento de un talud y deslizamiento se presenta en el Anexo A.

2.2 Clasificación de los movimientos

Existen numerosas publicaciones que describen los diferentes mecanismos de rotura y una amplia gama de tipos de deslizamientos que se dan en la naturaleza. Suárez (2009a) que toma solo a Varnes (1978) como tipificador de los principales tipos de movimientos de suelo, sugiere los siguientes:

- Caídos
- Inclinación o volcamiento
- Reptación
- Deslizamientos en masa (traslacionales y rotacionales)
- Deslizamientos compuestos
- Extensión lateral
- Hundimientos
- Flujos de suelos
- Movimientos complejos

Estos son descritos en el Anexo B. Por otro lado, la British geological survey (Estudio geológico británico, 2014) clasifica los deslizamientos de tierra siguiendo actualmente el esquema basado en Varnes (1978) y Cruden y Varnes (1996) y utiliza la terminología de la Figura B1 del anexo B.

2.3 Factores que afectan el comportamiento del talud

Algunos autores relacionados con esta área (Crespo, 2004; Braja, 2001; Suárez, 1998) ofrecen posiciones similares, citando a Terzaghi en referencia a la falla de un talud o ladera y coinciden con que se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o en una disminución de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Variación que en general es causada por actividades humanas y efectos naturales (Suárez, 2009a). El Instituto tecnológico geominero de España (IGME et al., 1987) entrega como factores principales que afectan la estabilidad de un talud diseñado o natural a: la erosión, la lluvia, los sismos, aspectos geológicos, cargas externas y excavaciones y/o rellenos. Además Suárez (1998) incluye, que se deben tener claros los tipos de movimientos para llegar a una buena conclusión de la causa de ocurrencia, así como los factores que afectan su comportamiento y sus mecanismos de falla descritos a continuación para suelos poco profundos.

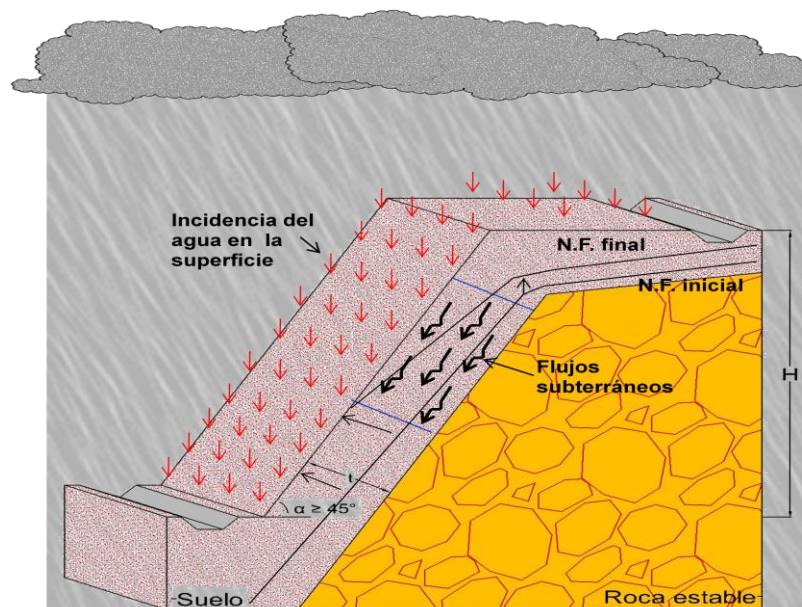
2.4 Mecanismos de falla de deslizamientos poco profundos

El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable (Suárez, 2009a). Estos, obedecen a un proceso que comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo (Gonzales de Vallejos, 2002). Estos son: las condiciones originales del talud (susceptibilidad), el equilibrio o desequilibrio de fuerzas, el deterioro, los factores detonantes, el fallamiento, la falla progresiva, la formación de la superficie de falla, la cinemática de los movimientos, los movimientos post-falla, la inestabilización, la deformación y desintegración, el efecto del agua, las vibraciones y sismos y los procesos antrópicos.

Suárez (2009a), Castro (2000) y Corominas (2004) concuerdan en enfocarse por su recurrencia en el deterioro, los factores detonantes y el efecto del agua para estudios de deslizamientos poco profundos o locales. Descartando además la susceptibilidad del talud que es donde se requiere proponer la solución.

A continuación se explican dichos mecanismos enfocados a suelos poco profundos.

- El deterioro (modificación de las condiciones originales): abarca la alteración física y química y su subsecuente desprendimiento o remoción, puede ser lento o rápido y se acumulan hasta producir la falla progresiva.
- Factores detonantes (activación del movimiento): es un aumento generalmente de los esfuerzos cortantes donde actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente se traslapan con los factores de deterioro. Los elementos externos más comunes para mantos superficiales, que pueden producirse de forma instantánea o progresiva, son: corte del soporte en pie de talud, lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel freático o alguna combinación de ellos.
- Efecto del agua: es habitual para fallas superficiales de taludes que actúe como elemento detonante aumentando el peso del suelo, disminuyendo la resistencia por el agua absorbida debido a las fuerzas electroquímicas, disolviendo minerales al fluir a través de los poros, erosionando internamente un talud, aumentando la presión de poros disminuyendo la fricción, aumentando el peso por aumento de humedad, infiltrándose producto de las lluvias u otras corrientes, por oscilaciones de los niveles freáticos, produciendo agrietamiento por cambio de humedad, flujos de suelos (arrastre de partículas), lavando internamente los minerales que lo componen y erosionando el suelo con sus variantes (Figura 1).



**Figura 1. Afección del agua en suelo poco profundo
(Fuente: Propia)**

2.5 Manejo y estabilización de taludes poco profundos

La mayoría de los problemas que presentan los taludes son: deslizamientos, meteorización, erosión y hundimiento, siendo el más grave de todos los deslizamientos (IGME et al., 1993) y en gran medida los poco profundos. Es por ello que a continuación se presentan las metodologías utilizadas de manejo y estabilidad.

2.5.1 Metodologías de remediación

Popescuy y Trandafir (2014) y Suárez (2009b) postulan las técnicas de remediación, que se utilizan para la mitigación de amenazas y riesgos a los deslizamientos, con sus descripciones y ejemplos en el Anexo B, estos son:

- La prevención
- La elusión de amenazas
- El control de amenazas

2.5.2 Estabilización de taludes

Wesley (2011), Suárez (2009b) e IGME et al. (1987) desarrollan métodos que están orientados a incrementar las fuerzas resistentes, reducir las fuerzas actuantes o una combinación de los dos efectos para estabilización de taludes. Existen muchos métodos para cumplir este objetivo y a continuación se mencionan algunos, con su descripción y ejemplos en el Anexo B.

- Conformación de la superficie
- Llaves de corte (Zanjas rellenas horizontales a lo largo del talud)
- Estructuras de contención
- Estructuras ancladas
- Drenajes y sudrenajes
- Mejoramiento de la resistencia del suelo
- Recubrimiento de superficie con vegetación

CAPÍTULO III: CARACTERIZACIÓN DE TIPO DE FALLA POCO PROFUNDA.

Este capítulo entrega las características de análisis que se dan para el talud de pendiente alta y opciones de las probables causas de ocurrencia de falla y tipo de movimiento, que denotan los límites y restricciones de la investigación. Además describe el deslizamiento de suelo poco profundo sobre roca en taludes de alta pendiente, como se presenta su desestabilización y como estabilizarlo.

3.1 Características analíticas del talud

Esta sección entrega los márgenes de investigación, la determinación de suelos poco profundos sobre rocas y sus factores relevantes para delimitar la propuesta de solución.

3.1.1 Parámetros de investigación

Segura (2011) cataloga, citando a Ziudam (1986), las clases de pendientes donde la más alta la designa como muy fuertes mayor a 35° , no obstante para el caso particular de análisis con estabilización geométrica, se considera la pendiente alta cuando es $\geq 45^\circ$ con respecto a la horizontal. Por su parte, Hoek (1980) y Gonzalez de Vallejo (2002) concuerdan que las pendientes altas de taludes se dan en suelos duros mezclados con piedras. Aunque se generan además por cortes realizados artificialmente en cualquier tipo de suelo.

Deslizamientos poco profundos de suelos pueden definirse como movimientos hacia abajo y adelante de suelos superficiales (mantos) que se encuentran sobre taludes y/o laderas de suelos duros o rocosos, sin límite de altura (Suárez, 2001), para cualquier profundidad del manto de suelo. Por lo tanto, los parámetros de investigación se fijan en suelos poco profundos, con pendiente $\geq 45^\circ$, en cualquier tipo de suelo, altura talud y profundidad del manto con respecto a la superficie del talud.

3.1.2 Deslizamiento de Suelos Superficial sobre Rocas con Alta Pendiente (DSSRAP)

En muchas ocasiones los cortes de suelos dejan bajas profundidades antes de llegar a la roca subterránea, exponiendo ese manto de suelo a factores ambientales (Hoek, 1980), propiciando las fallas locales inclusive las globales, que se ven acrecentadas por pendientes altas como refiere Corominas (2004). Es así, que con frecuencia se observan fallas de deslizamientos de suelos

superficiales (poco profundos) sobre roca de alta pendiente (DSSRAP), que es hacia donde apunta la propuesta de solución.

Como saber el tipo de movimiento latente de los DSSRAP es obligatorio para tomar el camino de la remediación y/o estabilización de ellos. Estos se desprenden del análisis bibliográfico y son: los caídos son un tipo de DSSRAP, cuyo deslizamiento se encuadra desde el punto de vista del desprendimiento de suelos, siendo la fuerza de gravedad el factor preponderante de su eventualidad, (Suárez, 1998).

Están los deslizamientos en masas traslacionales donde las masas se deforman y/o se rompe y puede transformarse en flujos en zonas de pendientes altas (Corominas, 2004). Estas ocurren generalmente en zonas de cambio a la resistencia al cortante por efecto del agua y la meteorización.

Por otra parte, están los flujos de suelos, donde la ocurrencia de ellos como lo aprecia Wesley (2011) están relacionados con las lluvias y los deslizamientos en zonas de alta pendiente. Estos son frecuentes en mantos superficiales < 3 m (Suárez, 2009b).

Asimismo, los movimientos complejos involucran varios tipos de movimientos, por lo tanto se permite su clasificación como un DSSRAP, el que puede manifestarse con un tipo de los tres anteriores o una mezcla de ellos.

3.1.3 Factores que influyen en DSSRAP

Los factores que influyen en un DSSRAP son los que causan un tipo de movimiento complejo, como fue clasificado.

Castro (2010) coincidentemente con Suárez (2009b) manifiestan que existen distintas causas para las fallas de los procesos de deterioro en taludes de alta pendiente y movimientos complejos, y que un factor recurrente para ellos es el efecto del agua en la superficie o subterránea. Con ello se deja constancia que el enfoque de la investigación ahondará tomando como causa y mecanismo de falla (deterioro y factor detonante) el agua y sus efectos, descrita en el capítulo II. La que provoca erosión superficial, flujos subterráneos y los deslizamientos superficiales locales.

Así pues, bajo mención de este capítulo y el análisis de los tipos de movimientos, se puede apreciar que el deslizamiento en estudio es un proceso y no una falla como tal. Igualmente, es progresivo a través del tiempo y su característica principal es que es un movimiento complejo. De aquí nace la necesidad de proponer un proceso de deterioro, descrito a continuación.

3.2 Características de proposición de proceso de deterioro de DSSRAP

DSSRAP se plantea como un proceso de deterioro progresivo, originados en pendientes $\geq 45^\circ$, en cualquier tipo de suelos con estabilización geométrica previa, sin limitación de altura talud ni profundidad del manto de suelo. Además, se pueden catalogar como movimiento complejo con causas y mecanismos de fallas variadas, que para este caso específico se da énfasis en el deterioro y el factor detonante a consecuencia del efecto del agua sobre el talud.

La moción del proceso de deterioro progresivo de la propuesta de DSSRAP, da pie a referirse a su evolución a través del tiempo y sus características. En este ítem se elabora el ciclo que atraviesa su desarrollo completo, proponiendo una diferenciación y descripción por etapas o fases correlativamente, para definir un DSSRAP.

3.2.1 Fase 1: deterioro superficial

Esta primera fase está descrita por el efecto del agua en la superficie del talud. Donde su procedencia son las lluvias y en menor medida las subterráneas que afloran a la superficie (Reynares et al., 2004).

Se considera la erosión hídrica específicamente la saltación pluvial cuyo desalojo y dispersión por gotas de lluvia se ven favorecidas debido a su alta pendiente, como comenta Schor y Gray (2007). A este proceso le siguen los surcos de erosión donde el escurrimiento concentrado forma pequeños canales paralelos. En consecuencia, el mecanismo de falla de esta fase es el deterioro progresivo (Suárez, 2001).

Esta etapa continúa ocurriendo constantemente en cualquier zona susceptible al efecto del agua.

3.2.2 Fase 2: flujo y/o socavación

Suárez (2009a) define flujo de suelo como ocurrencia de movimientos relativos de las partículas, o bloques pequeños, dentro de una masa de superficie. Es así, que para esta etapa se considera como causa y mecanismo de falla el efecto del agua, que hace que el suelo se comporte como un líquido viscoso (Quintero y Morcote, 2012). Esto se refiere al agua subterránea que fluye por los intersticios del suelo aumentando la presión de poros y disminuyendo su tensión efectiva.

La etapa se manifiesta con flujos que podrían deberse a corrientes de napas de agua subterráneas internas o precipitaciones que saturan el suelo (Suárez (2007). Aunque también podría estar sustentada por una socavación que es una excavación profunda del agua generada por un escurrimiento superficial de ella (IGME, 1987), como avance de la etapa uno (Figura 2).

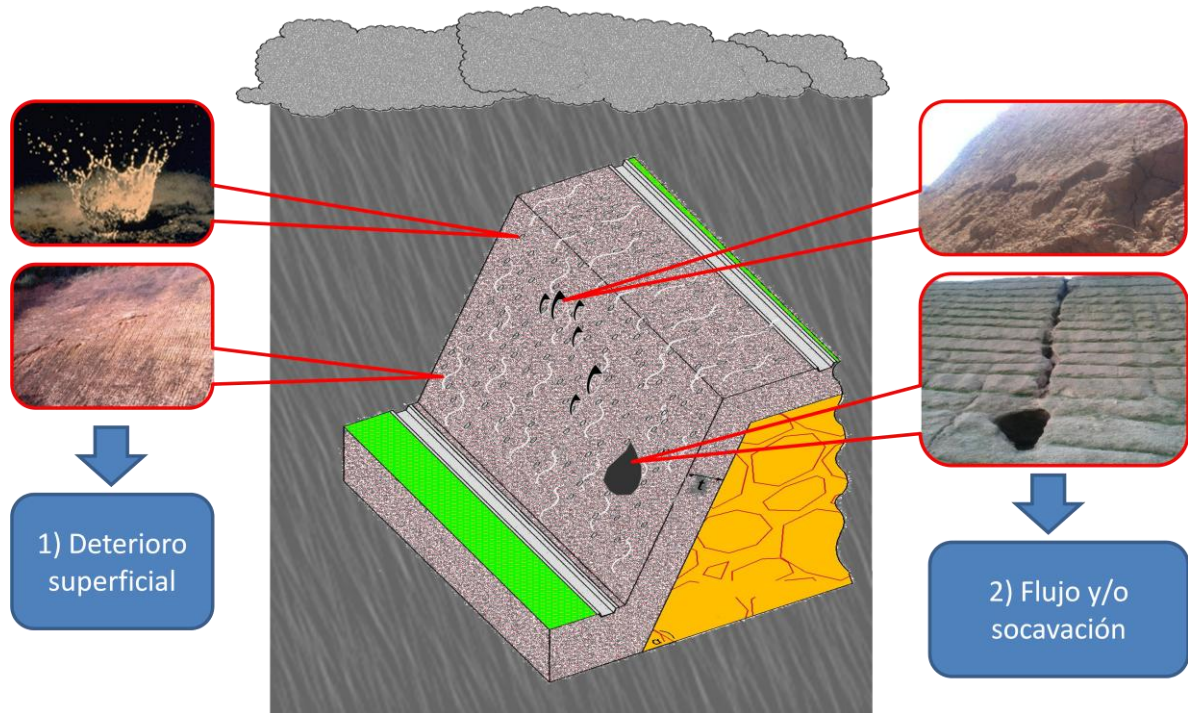
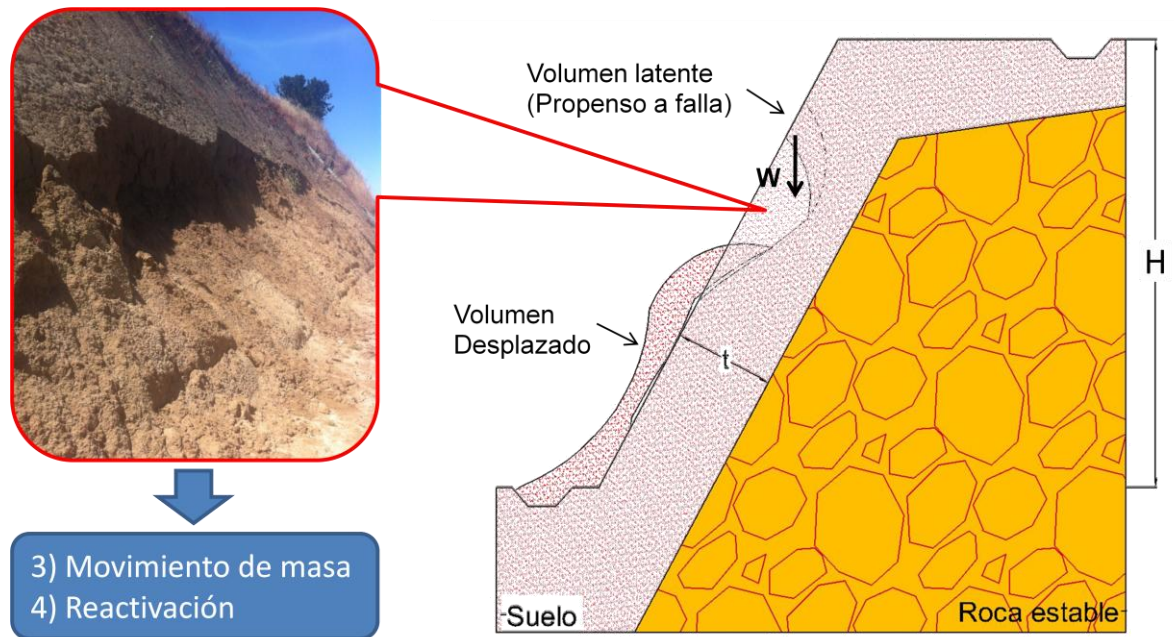


Figura 2. Proceso de deterioro fase 1 y 2 para DSSRAP
(Fuente: Propia)

3.2.3 Fase 3: movimiento de masa

Esta fase manifiesta el movimiento complejo de la masa de suelo, por efecto del agua como factor detonante del DSSRAP, dejando un socavón u orificio en el talud por la ausencia del volumen desplazado. Debido a ello la masa de la parte superior del orificio se expone a la gravedad acarreado con él un volumen de suelo propenso a la falla.

Para este tipo de desprendimiento se propone la Figura 3 como representación del proceso de deterioro descrito para DSSRAP, que resulta del análisis del tipo de movimiento y deslizamientos superficiales más comunes a causa del agua.



**Figura 3. Proceso de deterioro fase 3 y 4 para DSSRAP
(Fuente: Propia)**

3.2.4 Fase 4: reactivación

Gonzalez de Vallejos (2002) afirma que existe la posibilidad de que se reactiven los movimientos e incluye todas las etapas de su proceso. Entonces si la probabilidad de ocurrencia del factor detonante es alta, como por ejemplo el efecto de las precipitaciones copiosas recurrentes o duraderas, se podría producir el avance del deslizamiento descrito en la fase tres e incluso la falla global del talud. Por ello, para mitigar dicho proceso y evitar gastos mayores se debe proponer una solución, analizando los métodos existentes de estabilización superficial.

3.4 Métodos de estabilización aplicables a DSSRAP

Lo que precisa el DSSRAP, producto de suelos expuestos por cortes, es contar con una técnica estabilización superficial local, controlar la erosión superficial y disminuir el nivel freático. Por consiguiente, de los análisis bibliográficos realizados se desprende que dependiendo del emplazamiento del talud y descartando la solución típica, por que seguiría fallando, como lo es un nuevo corte del talud, se debe recurrir a los métodos de remediación. Si estos no son suficientes es necesario apoyarse u optar por los de estabilización.

La Tabla 1 entrega los resultados del análisis de métodos aplicables para estabilización de DSSRAP, según Suárez (2009b), Popescuy y Trandafir (2014) e IGME (1987). Donde

claramente las pantallas ancladas son una alternativa que abarca los problemas de un DSSRAP, pero son complejas y costosas de ejecutar. Además están los clavos pero ellos no funcionarían bien individualmente para suelos.

Por otro lado, es importante contar con una solución que tenga proyección a través del tiempo para que sea una solución definitiva. Esto puede realizarse por medio de los métodos complementarios de estabilización de la Tabla 1.

Tabla 1. Métodos de estabilización de DSSRAP

MÉTODO GENERAL	MÉTODO ESPECÍFICO	OBSERVACIONES
Estructuras de contención	Pantalla anclada o claveteada	Para masas pequeñas a medianas, efectivas si hay roca para anclaje y costoso.
Estructuras ancladas	Clavos	Efectivos en suelos sueltos, no resisten cargas laterales a flexión.
Drenajes y <u>subdrenajes</u>	Subdrenes horizontales	Es complementario y se construyen estructuras para entrega de agua y disipar la energía.
	Canales superficiales para el control de la escorrentía	Como complemento en la mayoría de los casos de estabilización.
Recubrimiento o protección de la superficie	Artificiales y naturales	Como complemento, evita el proceso de deterioro.
Solución compuesta	-	Combinación de dos o más tipos.

(Fuente: Propia)

CAPITULO IV: PROPUESTA DE SOLUCION PARA DSSRAP.

En este apartado se define y propone una solución para el DSSRAP, tomada en base a su proceso de deterioro sugerido y las técnicas de estabilización y/o remediación, para suelos poco profundos.

4.1 Selección del método de estabilización para DSSRAP

Las soluciones de taludes de suelos deben ser complementadas si son expuestos a procesos de deterioros o algún factor detonante (Suárez, 2009b). Por lo tanto, la elección del óptimo, como regla de solución del dilema, es el que sea más simple de ejecutar, que abarque el mayor número de problemas y que sea duradero.

Según el análisis del capítulo anterior, la sugerencia de solución hace alusión al método de remediación de control de amenazas de deslizamientos superficiales locales (Blanco, 2011). Por otra parte, la solución es enfocada en la etapa de deterioro descrito por el efecto del agua superficial y subterránea. Es por ello, que se propone una solución complementaria integrada por dos métodos de remediación, los que son una cubierta de protección y las mallas ancladas. Por otra parte, esto se refuerza con un método de estabilización que es el subdrenaje horizontal (Figura 4).

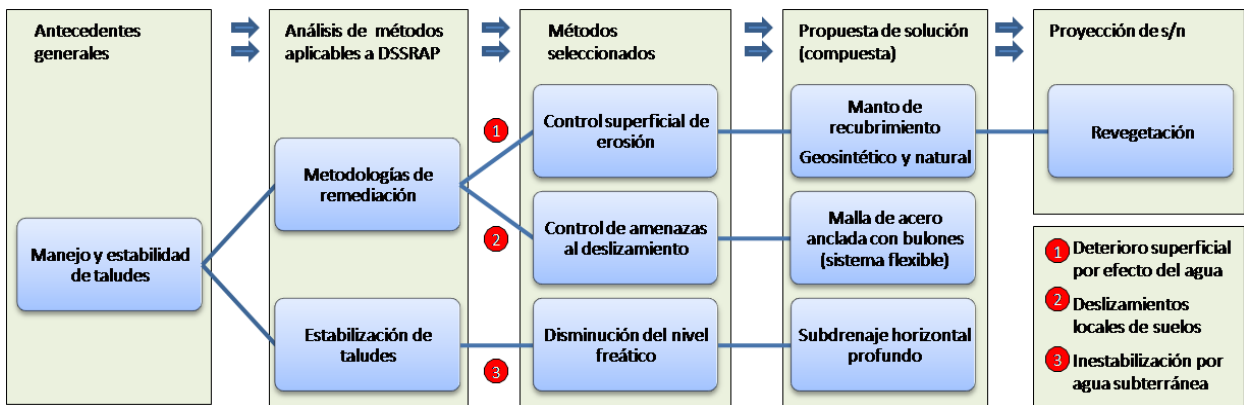


Figura 4. Diagrama de propuesta de solución para DSSRAP
(Fuente: Propia)

4.2 Método sugerido para estabilización de DSSRAP

La solución propuesta anteriormente se clasifica como compuesta o mixta conforme a Castro (2010) y puede ser aplicada en cualquier emplazamiento susceptible al efecto del agua.

Se designa en este párrafo como membranas clavadas compuestas (MCC) con subdrenaje horizontal profundo (SHP). Donde, del análisis de diferentes autores para cada uno de los componentes de él, se tiene que su función en general como sistema es:

- Control de la erosión superficial
- Control de amenazas al deslizamiento superficial local
- Disminución del nivel freático
- Permite la revegetación

4.3 Modelo geométrico de sistema de membrana clavada compuesta (MCC)

El modelo geométrico de la propuesta MCC y sus detalles conforme a distintos autores y el MC V3 (MOP, 2013) se explican gráficamente en las Figuras 5. Donde la malla debe adquirir un ligero pretensado durante el montaje para que sea capaz de soportar pequeñas deformaciones y contener y controlar deslizamientos. La disposición de los bulones de anclajes es a tresbolillo como recomienda el modelo puntual visto en el Anexo D.

Por otro lado, para control de escorrentía superficial se recomienda la zanja de coronación si no hubiese y para control del agua y energía que resulta del subdrenaje, una zanja al pie del talud.

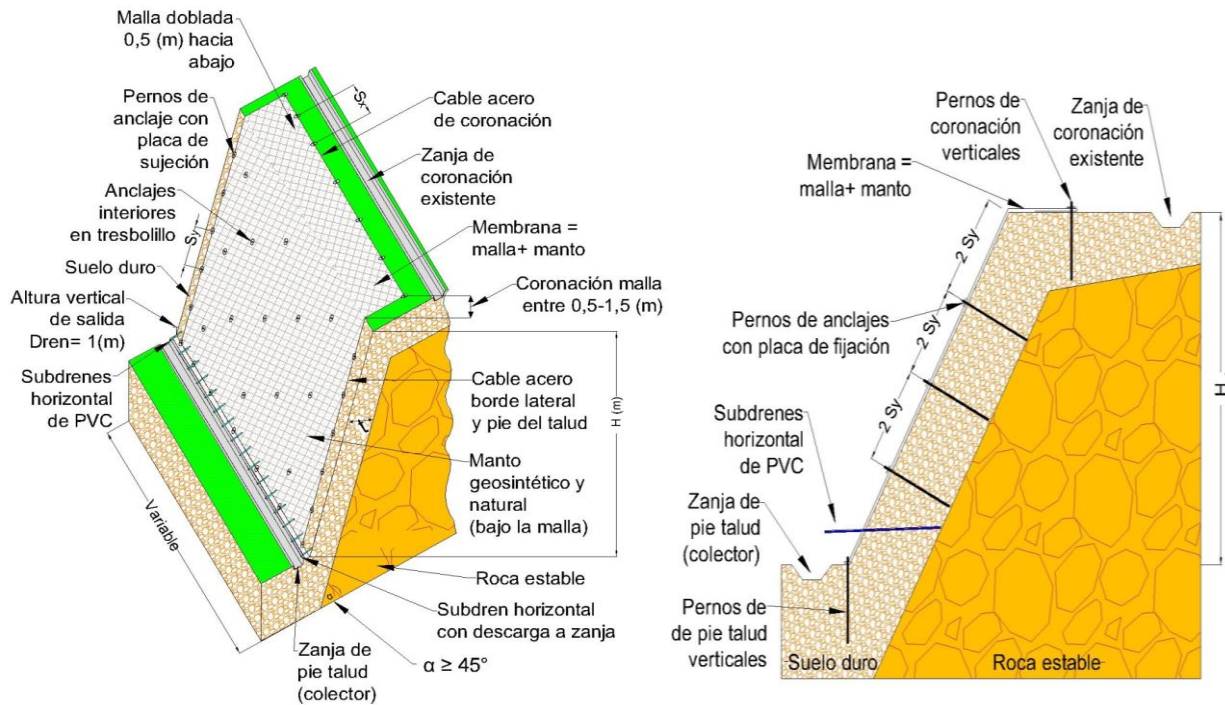


Figura 5. Vistas de esquema de propuesta MCC con SHP

(Fuente: Propia)

4.4 Malla de acero y anclajes

Las mallas son dispositivos de alambres de acero entrelazados que cubrirá toda la superficie propensa a DSSRAP, su cometido es controlar la erosión como elemento de soporte del sustrato y la vegetación (Hoek, 1980), también como recubrimiento de la superficie actuando como estabilidad superficial si está anclada (Castro, 2000). Por lo tanto, tiene finalidad de ejercer control de masas de suelos de deslizamientos superficiales locales de un talud. Además para el sistema MCC actuará como sujeción del manto de recubrimiento junto con los anclajes.

Por otro lado, los anclajes según IGME et al. (1987), son armaduras metálicas alojadas en taladros perforados desde el talud y cementadas. La función de ellos es desarrollar fricción o adhesión en la interface suelo-clavo, resistencia pasiva a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del clavo y transferir cargas a través de suelos (Cabezas, 2013).

Se pueden designar como bulones cuando tienen una carga admisible de 5 a 50 T por perno y su profundidad de instalación no supere los 15 m y como permanente cuando su duración sea ≥ 18 años. Para este caso se recomienda los de tipo varillas de acero que actuará con el manto de recubrimiento como refuerzo de anclaje y con la malla de acero como sistema flexible, teniendo

presente que no atravesarán la superficie probable de falla global de un talud ni serán anclados a la roca subterránea. Esto hace que se deba proponer un diseño para ellos, descrito a continuación.

4.4.1 Inestabilidades de suelos para MCC

De los análisis realizados en el Anexo C y D se ratifica que el modelo físico puntual es el que se utilizará para los MCC. Además, son capaces de determinar que las inestabilidades de suelos paralelas al talud en relación a la roca, son controladas por la estabilización geométrica. Por lo que el diseño propuesto debe estar orientado a las inestabilidades locales de suelos que se podrían producir entre filas de pernos de anclajes.

De los autores que muestran descripciones de falla en el anexo C, se puede desprender y analizar en forma gráfica cuál es la condición más desfavorable para que el sistema propuesto falle. Entonces, se hace una superposición de los mecanismos de falla con bloques y cuñas entre dos filas de bulones del modelo A y C para suelos en taludes infinitos, variando las líneas de falla. De los que se desprende la falla adoptada para el caso particular de estudio. Esto se explica gráficamente en la Figura 6 a) y b).

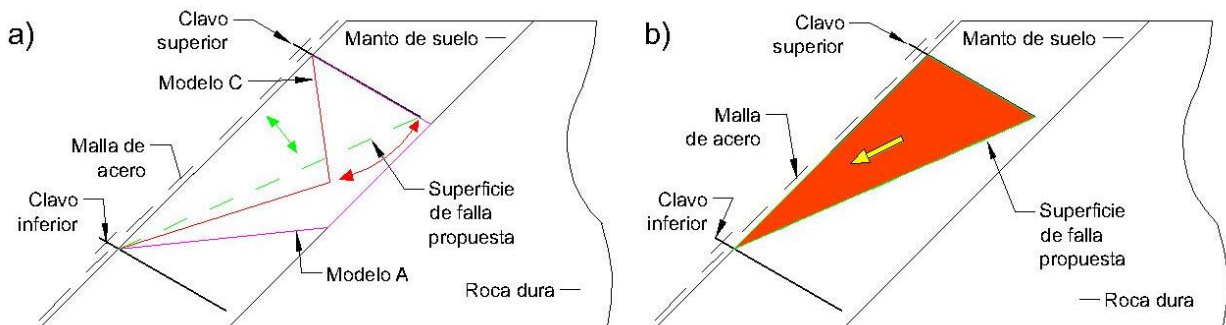


Figura 6. a) Mecanismos de fallas probables entre bulones

b) Mecanismo de falla propuesto para MCC

(Fuente: Propia)

En cuanto al efecto de flujos subterráneos de agua en esas inestabilidades, se define una fuerza F_s paralela a la superficie de falla del talud aplicada en el cuerpo deslizante de estudio. Luego, si se desea reflejar la incidencia del peso del agua en dicho cuerpo, se cambia el peso del cuerpo deslizante G por W_{sat} . Ambos casos se detallan en el Anexo D.

4.4.2 Mecanismo de falla propuesto para MCC

La cuña o cuerpo deslizante se debe estabilizar con un cierto grado de seguridad. Se comienza por establecer el área propensa a que ocurran deslizamiento entre pernos, en su condición más desfavorable cuyas dimensiones se designaran como: ancho a y longitud $2*b$, con distribución de pernos a tresbolillo (ver figura 7 b)). Entonces el área en rojo de la imagen representa la falla supuesta con una profundidad t del manto de suelo.

Los bulones de anclajes se recomiendan con un largo l igual al valor t . Luego en su parte superior se coloca una placa de fijación seguida de la tuerca que la sostiene, para que sujete la malla del sistema y transmita los esfuerzos.

El peso de la cuña de falla se expresa como G y el ángulo de la cuña como β con respecto a la horizontal del talud. Se asume que el cuerpo investigado se va a deslizar hacia abajo, por lo que es parcialmente retenido por la fuerza de fricción de la malla sobre la superficie al ser presionada contra el suelo, cuya reacción resultante es la fuerza Z . El largo de la superficie de falla descrita por la cuña será L .

Además se agrega la fuerza P en la Figura 7 a), con inclinación Ψ respecto al plano horizontal coincidentemente con el ángulo de los pernos, que es la fuerza general necesaria para que el sistema este en equilibrio y pueda estabilizar el talud. Representa la fuerza máxima que está condicionada al ángulo de inclinación β de la superficie de deslizamiento. Por otro lado, N y T son fuerzas de reacción que las produce el suelo y se desarrollan en dirección vertical y tangencial en referencia a la superficie de falla. Además, se suma la fuerza F_s que ejerce el flujo de agua subterránea a la cuña.

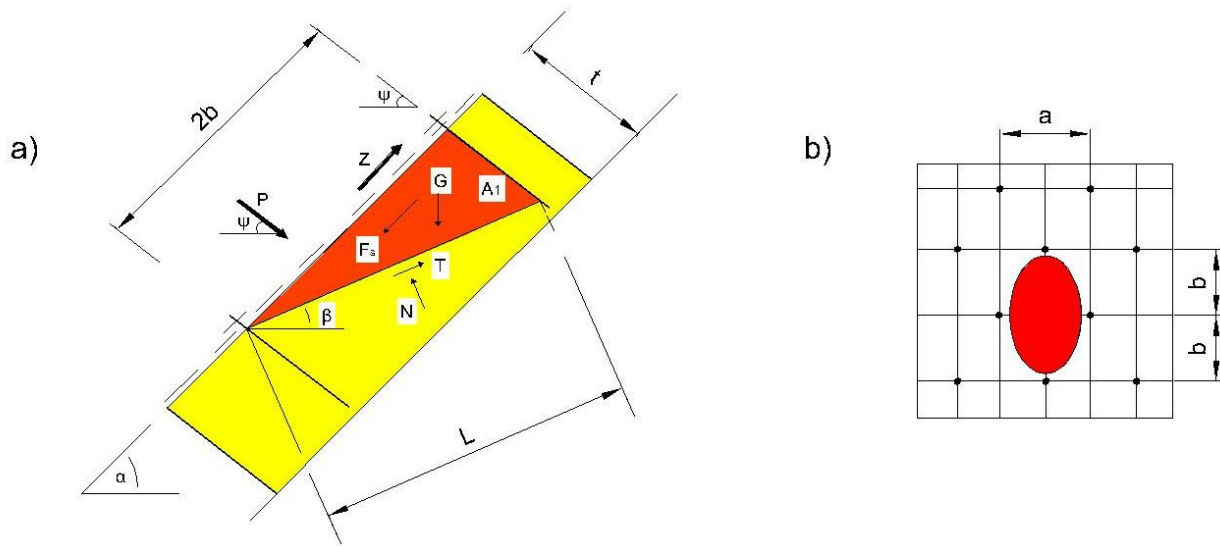


Figura 7. a) Fuerzas actuantes en cuña de MCC
b) Esquema planta para MCC
(Fuente: Adaptado Cabezas, 2013)

El ángulo α es el ángulo de inclinación del talud y A_1 el área de la sección transversal del corte mostrado en la figura entre bulones. La cohesión c que debería aparecer en el bloque a deslizarse y el suelo debajo de él se considera cero, en su condición más desfavorable posible.

Realizando equilibrio de fuerzas con eje x en dirección de T y eje y en dirección de N, tomando el criterio de falla de Coulomb, con $c=0$ y aplicando un factor de resistencia al corte γ_{mod} del Eurocódigo 7 (1997), se obtiene el esfuerzo P (Ec.(1)) (véase Anexo D).

$$P = \frac{G [\gamma_{mod} \sin \beta - \cos \beta \tan \phi] - Z [\gamma_{mod} \cos (\alpha - \beta) - \sin (\alpha - \beta) \tan \phi] + F_s [\gamma_{mod} \cos (\alpha - \beta) - \sin (\alpha - \beta) \tan \phi]}{\gamma_{mod} \cos (\beta + \psi) + \sin (\beta + \psi) \tan \phi} \tag{Ec.(1)}$$

La Ec.(1) describe, dicho sea de paso su demostración, que la fuerza requerida por el sistema flexible para contención del cuerpo de fractura es P , descrita gráficamente en la figura 9.

La fuerza P máxima se determina por la variación del ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento.

4.4.3 Pruebas de seguridad de la malla de estabilización superficial de taludes

Es necesario retener la totalidad de la fuerza P para asegurar las inestabilidades de los cuerpos locales de largo $2 * b$ con el propósito de que no puedan salir de la zona seguridad (Figura 9).

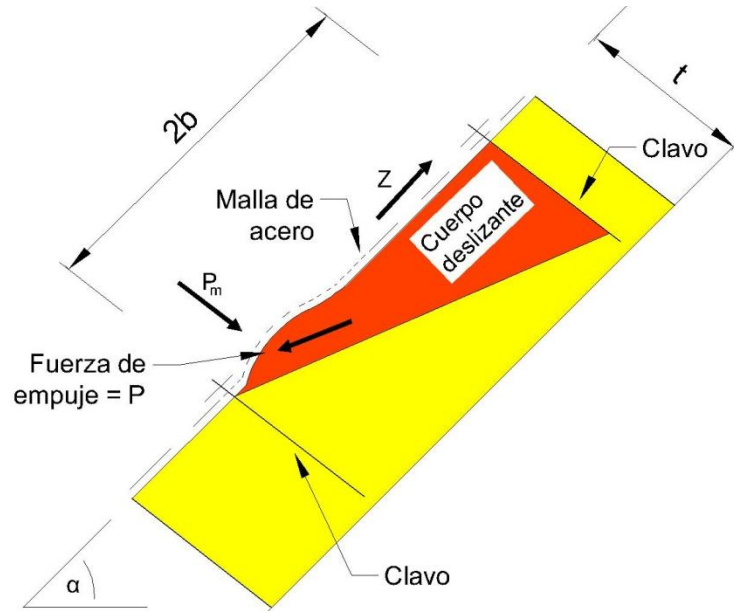


Figura 8. Esquema de cuerpo deslizante
(Fuente: Adaptado Cabezas, 2013)

Del análisis del anexo D, se definen las siguientes verificaciones de resistencia de la malla, que debe cumplir para asegurar estabilidad.

- Verificación de resistencia de la malla al corte en el borde superior de la placa de fijación denotada por la $Ec.(2)$.

$$P \leq \frac{P_m}{\gamma_m} \quad Ec.(2)$$

Con,

P : Fuerza de empuje de la cuña.

P_m : Capacidad de resistencia de la malla dada por fabricante.

γ_m : Factor de corrección igual a 1,5.

- Verificación de resistencia de la malla a la transmisión selectiva de la fuerza Z paralela al talud sobre el perno de anclaje superior (Ec.(3)).

$$Z \leq \frac{Z_R}{\gamma_{ZR}} \quad \text{Ec.(3)}$$

Donde,

Z : Fuerza transmitida por la malla al anclaje.

Z_R : Capacidad de resistencia de la malla dada por fabricante.

γ_{ZR} : Factor de corrección igual a 1,5.

Por otro lado, la malla requiere cumplir las siguientes solicitaciones, analizan en el Anexo F.

- Duración: ≥ 15 años, con protección a la corrosión.
- Uniones:
 - Alambre de las mismas propiedades de la malla para unión los paños de malla.
 - Terminación de borde con nudo resorte.
- Peso rollo de la malla: ≤ 50 (kg).
- Contorno: Cable de acero con resistencia igual o mayor a la malla en la parte superior y lateral del talud.

4.4.4 Análisis de anclajes para sistema propuesto MCC

Se selecciona los bulones por las ventajas que presenta como su bajo costo, es de instalación relativamente rápida, utilizan equipos livianos, son flexibles, existe redistribución de los esfuerzos si se fatiga uno, y tienen un buen comportamiento ante sismos (Blanco, 2011).

Son introducidos dentro del suelo duro y son inyectados dentro de huecos pre-perforados, para posterior llenado con una lechada de hormigón que agrega adherencia bulón-suelo (Suárez, 2009b). Necesitan una placa de sujeción, no menor a 20 (cm) de diámetro y espesor 1 (cm) (Ucar, 1976), para retener la malla al terreno a través de una tuerca rocada en la cabeza del bulón hilado. Luego de análisis efectuados de la gráfica de representación para anclajes o bulones sobre rocas, suelos y pantallas ancladas según Murillo, T. y L. Ortuño, (2010), Hoek (1986) y Ucar (1976). Se propone para MCC la Figura 10.

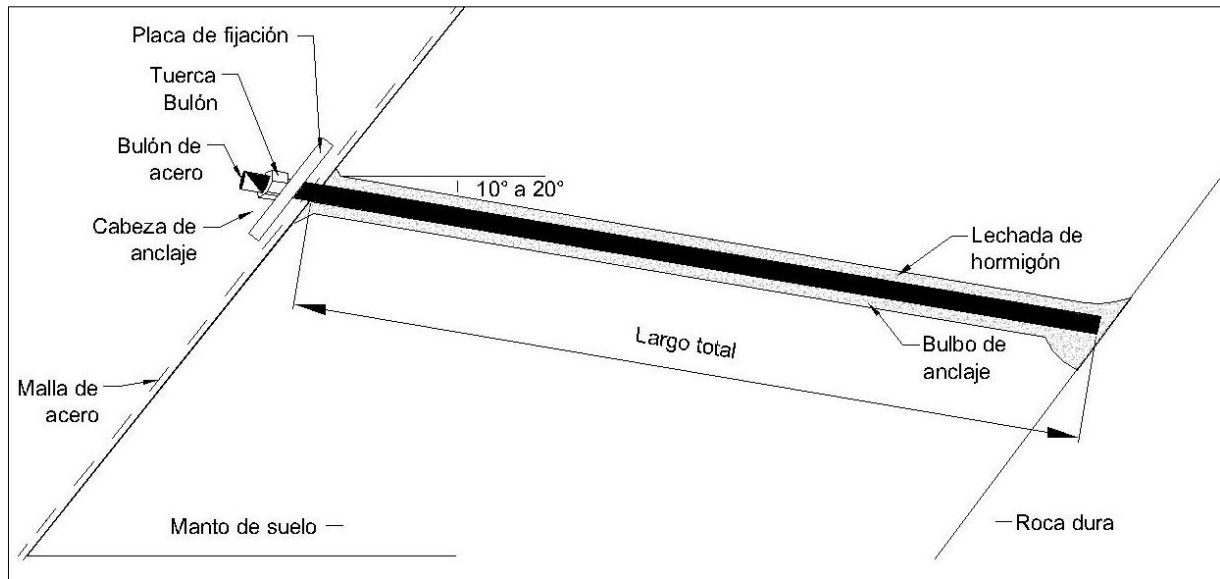


Figura 9. Propuesta de sistema de bulones para MCC

(Fuente: Propia)

En cuanto a la separación vertical y horizontal de los bulones, se aconseja por experiencias prácticas de diferentes empresas e investigadores distancias mínimas del orden de 1,5 a 2,0 (m), teniendo en cuenta que para separaciones superiores se observa que a medida que aumenta la separación disminuye el número total de anclajes necesarios pero aumenta la carga de trabajo de cada uno de ellos.

En el Anexo D se propone una forma de inyección simple de la lechada de hormigón.

En relación al diseño de ellos, Murillo, T. y L. Ortuño, (2010) exponen que para el diseño de cualquier anclaje de suelos se deben analizar su equilibrio global y local. Sin embargo, para poder llegar a proponer un sistema MCC la estabilidad global debe estar dada por estabilización geométrica del talud, es así, que el enfoque de diseño se realiza solo para verificación local de los bulones de anclajes.

En el diseño de un anclaje se requiere conocer en primer lugar el valor y dirección de los esfuerzos ejercidos por la estructura a anclar, denominadas cargas nominales (consideradas sin mayorar), para poder en segundo lugar dimensionar las diferentes partes del anclaje.

El alcance de este documento delimita a la segunda fase anterior, con la aplicación del Eurocodigo7 (1997). Entonces, se debe asegurar el comportamiento individual de cada componente de los anclajes, cuyo procedimiento para el sistema propuesto se deduce del anexo D y distintos autores de estabilidad de taludes con pernos de anclaje, mencionados anteriormente.

Para garantizar el bulón de anclaje, asumiendo buena adherencia del tirante dentro del bulbo, se debe mayorar las cargas actuantes, esto es la ecuación 4.

$$P_{Nd} = F_1 * P_N \quad Ec.(4)$$

Siendo:

P_N : Carga nominal del anclaje.

F_1 : Coeficiente de mayoración, que para anclajes permanentes es de 1,5.

P_{Nd} : Carga nominal del anclaje mayorado.

Luego, para comprobación de tensión admisible del acero del tirante se minorra la tensión admisible del él, de forma que cumpla simultáneamente las ecuaciones *Ec.(5)* y *Ec.(6)*, para bulones permanentes con factores de minoración extraídos de la dirección general de carreteras de España en su guía de anclaje de terreno.

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1,3} \quad Ec.(5)$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1,15} \quad Ec.(6)$$

Siendo:

P_{Nd} : Carga nominal mayorada del anclaje.

A_T : Sección del tirante o bulón.

f_{pk} : Límite de rotura del acero.

f_{yk} : Límite elástico del acero.

Finalmente, según Murillo, T. y L. Ortuño, (2010) se comprueba la seguridad del bulón frente al arrancamiento del bulbo minorando la adherencia límite del terreno que rodea el bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} , se comprobará:

$$\frac{P_{Nd}}{(\pi * D_N * L_b)} \leq a_{adm} \quad Ec.(7)$$

Donde:

P_{Nd} : Carga nominal mayorada de cada anclaje.

D_N : Diámetro nominal del bulbo.

L_b : Longitud del bulbo.

a_{adm} : Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

La adherencia admisible del bulbo a_{adm} se puede obtener mediante un método empírico simple indicado a continuación.

$$a_{adm} \leq a_{lim} / F_3 \quad Ec.(E18)$$

Siendo:

a_{lim} : Adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.

F_3 : Coeficiente de minoración de 1,65 para anclaje permanente (Dirección general de carreteras España, 2009).

El Anexo D muestra las tablas para obtener un a_{lim} y una sugerencia de donde seleccionar los bulones.

4.8 Subdrenaje horizontal profundo (SHP)

Es un dispositivo utilizado para evacuar el agua subterránea y disminuir el nivel freático y con ello minimiza o elimina el flujo y la socavación (Suárez, 2001). Desactiva la presión de poros considerada como principal elemento desestabilizante de los taludes (Suárez, 2009b).

El SHP se selecciona por su ventaja de ser simple y rápido de instalar. Consiste en tubería perforada colocada a través de la masa del suelo mediante una perforación ligeramente inclinada (Suárez, 1998). Además para evitar que falle, se considera para captar agua solo en la punta o cercana a ella, esto hace que se designe como profundo.

Del análisis del Anexo E se infieren las mejores características para aplicar un SHP a un MCC, estos son:

- Material de las tuberías: Policloruro de vinilo (PVC) calibre 80, con diámetro de 2" o 3".

- Ranuras del subdrén: de 0,2 mm para finos y 0,5 para otros, entre 15-30 por metro de tubería.
- Salida y entrega del agua: 0,5 m para captación en la punta, salida con control y con 0,2 m con separador suelo tubería.
- Longitud: profundidad del manto de suelo.
- Pendiente: de 5% a 20% de la pendiente de inicio del talud.
- Alineamiento: paralelo entre el grupo de SHP.
- Espaciamiento: de 2,5 a 5 m.
- Perforación: de 3" a 4" dejando espacio libre entre la tubería y el suelo de 1" como mínimo.
- Mantenimiento: cada 5 años.
- Lechada de relleno: con relación agua/cemento 4/10 y 6/10 con el método por gravedad.
- Altura de instalación: 1 m con respecto al pie de talud.

4.9 Manto de recubrimiento geosintético y natural

Consiste en un recubrimiento de taludes diseñados para ello, formado por una matriz de fibra de coco reforzada con mallas de polipropileno por encima y por debajo.

Su función es la protección del agua y retención de partículas de suelos frente a la escorrentía superficial. De igual modo la pudrición de la parte orgánica, es favorable para la revegetación actuando como fertilizante (Castro, 2000). La malla de polipropileno aporta como refuerzo de la vegetación. Entonces, vista las ventajas del manto, se selecciona en esta oportunidad por sus virtudes, el manto tipo esterilla C350 (Figura 11).

La esterilla C350 combina una manta de fibra de coco y un entretejido sintético de polipropileno (Nazal, 2007). Esta proporciona control de la erosión de larga duración y refuerzo permanente del tallo y la raíz de la vegetación en taludes con escorrentías fuertes, esto hace que el MCC sea más longevo. Sus características se entregan como sigue (ver Anexo E).

Composición del material

1. Red de Encima: polipropileno estabilizado contra UV y 4,2 kg/100 m².
2. Red del Medio: polipropileno estabilizado contra UV y ondulado, peso 9.8 kg/m².
3. Fibra de Coco: 0,27 kg/100 m².
4. Red de Abajo: polipropileno estabilizado contra UV y 4,2 kg/100 m².

Especificaciones del rollo

- Ancho : 2 m
- Largo : 16,9 m
- Peso : 16,8 kg
- Área : 33 m²

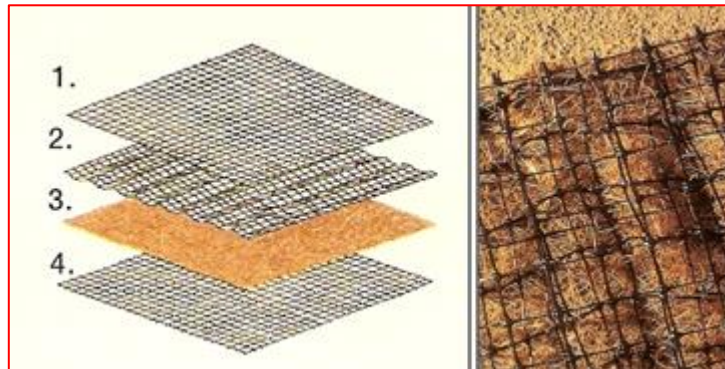


Figura 10. Esterilla C350

(Fuente: Nazal, 2007)

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES

Se puede concluir de los DSSRAP, que son un proceso de deterioro progresivo más un factor detonante final. Es un movimiento complejo que ocurre en estabilizaciones geométricas en pendiente \geq a 45° respecto a la horizontal, en cualquier tipo de suelo, altura y profundidad del manto de suelo respecto a la superficie del talud.

Se observa que los principales factores que influyen en deslizamientos poco profundos son muy variados y dependen del tipo de movimiento que manifiesten. Haciéndose recurrentes para pendientes $\geq 45^\circ$ el deterioro, los factores detonantes y el efecto del agua que causan deslizamientos superficiales locales, erosión y flujos subterráneos. De esta condición se advierte que la principal causa de un DSSRAP es el efecto del agua superficial y subterráneo, lo que conlleva a describir un proceso de deterioro progresivo con cuatro fases: deterioro superficial, flujo y/o socavación, movimiento de masa y la reactivación.

Se distingue que de los diversos métodos de estabilización existentes, hay muy pocos que pueden aplicarse a un DSSRAP que abarquen un gran número de problemas que genera su proceso de evolución o bien son muy complejos de ejecutar. Entonces, con el propósito de controlar la erosión superficial, controlar la amenaza a un deslizamiento superficial local, disminuir el nivel freático y permitir la revegetación se propone un MCC con SHP como complemento a una estabilización geométrica, compuesto por: un sistema flexible (malla de acero y bulón), un subdrenaje horizontal profundo de PVC y un manto de recubrimiento geosintético y natural. Además se entrega una proposición del método de diseño para dicho sistema de estabilización.

El método se puede aplicar a cualquier zona susceptible de causas del DSSRAP y presenta ventajas como: es preventivo, es simple y poco invasivo de ejecutar, abarca gran cantidad de consecuencias de los procesos, tienen una propuesta de diseño simple, es de largo plazo, permite la revegetación y controla causas de fallas globales.

Finalmente queda claramente propuesta, una alternativa de solución teórica de estabilización para evitar un DSSRAP con beneficios preventivos. Por consiguiente, se recomienda sobre taludes estables mecánicamente que por erosión progresiva puedan evolucionar hacia taludes inestables superficiales. Asimismo, para inestabilidades que requieran intervención rápida para frenar los procesos erosivos y disminución del nivel freático. Por otra parte el MCC no está concebido para contención de grandes movimientos de masas de suelos, sino como contención de pequeños deslizamientos de carácter local.

CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES

- Se sugiere continuar identificando y caracterizando los procesos de DSSRAP, para ciertas zonas a convenir por el investigador, además de proponer soluciones viables para cada caso.
- Se recomienda la aplicación del sistema MCC a escala o real, para análisis de diseño, comportamiento y el desarrollo de los materiales, además de plantear un procedimiento de selección e instalación.
- Se exhorta a profundizar en el tema de SHP y de las estructuras para entrega de agua y disipación de su energía. Además de hacer un análisis cuantitativo de caudales probables según zonas hidrológicas.

BIBLIOGRAFÍA

BGS, (2014) “British geological survey” [en línea]. Reino Unido, disponible en: http://www.bgs.ac.uk/landslides/how_does_BGS_classify_landslides.html, [Accesado el día 02 de Agosto de 2014].

Blanco, E., (2011) *Sistemas flexibles de alta Resistencia para la estabilización de taludes. Revisión de los métodos de diseño existentes y propuesta de una nueva metodología de dimensionamiento*. Tesis doctoral. Santander, Universidad de Cantabria.

Braja, M., (2001) *Fundamentos de ingeniería geotécnica, California state university, Sacramento, México*, Thomson editores.

Cabezas, V., (2013) *Sistemas flexibles de estabilización superficial de taludes con mallas de acero y pernos de anclaje*. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción.

Cabezas, V., et al. (2012) *Proyecto de mallas de protección de taludes en el mejoramiento de la interconexión sector tumbes-centro de Talcahuano*. VII Congreso Chileno de Geotecnia en la Universidad de Concepción, Universidad de concepción.

Castro, A., (2010) *Técnicas de protección de taludes viales utilizadas en la zona central de Chile*. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Santiago de Chile, Universidad de Chile.

Castro, D., (2000) *Estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos*. Tesis doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad de Cantabria, Santander, España.

Corominas, J., (2004) *Tipos de rotura en laderas y taludes*. In Carlos López Jimeno (editor), *Ingeniería del terreno*, España, Universidad Politécnica de Madrid.

Crespo, C., (2004) *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Quinta edición, México, Editorial Limusa.

Da Costa, A. (2004) *Inestabilidad por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzos anclados*. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria, Santander, España.

Dirección del trabajo, (2014) *Ley 20.001 Regulación del peso máximo de carga humana*. Promulgada en 2005, Gobierno de Chile.

Dirección general de carreteras España, (2009) *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. Serie monografías, Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

Dywidag-Systems International, (2014) “*Gama de Productos Geotécnicos DYWIDAG*” [en línea]. Alemania, disponible en: http://www.dsi-chile.com/uploads/media/DSI-Gama-de-Productos-Geotecnicos-DYWIDAG_sa.pdf, [Accesado el día 28 de Agosto de 2014].

Eulufi, M., (2014) Entrevista presencial sobre *Materiales y disponibilidad de producción de mallas*, Inchalam S.A., Talcahuano, Chile, 23 de septiembre de 2014.

Eurocódigo 7, (1997). *Proyecto geotécnico*, parte 3, Ministerio de Fomento, España.

Geotechnical engineering office, (2000) *Geotechnical manual for slopes, China*. Fourth reprint. Civil engineering department, the government of the Hong Kong special administrative region.

González, L., (2002) *Ingeniería Geológica*. Editorial Prentice Hall. España.

Hoek, E., (1980) *Practical Rock Engineering*. Evert Hoek consulting engineer Inc., Canada.

Inchalam S.A., (2014) “*Gama de productos: Fortificación y taludes*”, [en línea]. Chile, disponible en: http://www.inchalam.cl/FichaProducto.asp?id_producto=77, [Accesado el día 04 de Septiembre de 2014].

Instituto Tecnológico Geominero de España (IGME), et al. (1987) *Manual de taludes*. Primera edición, dirección Ayala F., ministerio de industria y energía de España.

Instituto Tecnológico Geominero de España (IGME), et al. (1993) *manual de ingeniería geológica*. Editores Rodríguez J. y Gonzales de Vallejos L., dirección Ayala F., Ministerio de Industria y Energía de España.

John, J., (2011) *Protección y estabilización de taludes para evitar el deslizamiento*. Memoria para optar al título de ingeniero constructor. Valdivia, Chile, Universidad Austral de Chile.

López, C., (2002) *Manual de estabilización y revegetación de taludes*, UD proyectos, Madrid, España.

Ministerio de Obras Públicas (MOP), (2013) *Manual de carreteras*. Volumen 3, dirección de vialidad, edición 2013, Chile.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (MOPU), (1989) *Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzad*, España.

Murillo, T. y L. Ortuño, (2010) *Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles*. Uriel y asociados, Madrid, España.

Nazal, J., (2007) *Control de la erosión en taludes mediante biomantos y cubierta vegetal*. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Concepción, Chile, Universidad del Bío Bío.

Phear, A., et al. (2005) *Soil nailing, best practice guidance*. London, CIRIA.

Popescuy, M. y A. Trandafir, (2014) *Landslide Risk Assessment and Mitigation*, en Chen W. y Duan L. (comp), *Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Substructure Design*, USA.

Quintero, J. y C. Morcote, (2012) *Metodologías sostenibles para el control de la erosión en laderas naturales y taludes artificiales*. Artículo de investigación producto final de la investigación con el mismo nombre, Tunja- Colombia, pp. 27-35.

Reynares, M., et al. (2004) “*Diseño de protecciones: análisis de erosión y estabilidad de taludes*”. en revista cinta de ingeniería del agua [en línea]. Vol. 11. N° 4. Diciembre 2004, Universidad Nacional del Litoral, disponible en: <https://upcommons.upc.edu/revistes/bitstream/2099/1776/1/114article5.pdf> [Accesado el 20 agosto de 2014].

Sanhueza, J., (2008) *Estudio de mallas metálicas ancladas a taludes de roca fracturada*. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Concepción, Chile, Universidad del Bío Bío.

Schor, H. y D. Gray, (2007) *Landforming. An environmental approach to hillside development, mine reclamation and watershed restoration*. Published by John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey, USA.

Segura, G., et al. (2011) “*Susceptibilidad al deslizamiento en el corredor Siquirres-Turrialba*”. en revista Geológica de América Central, 45: 101-121[en línea]. Versión ISSN: 0256-7024, universidad de Costa Rica, disponible en: http://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0256-70242011000200006 [Accesado el 03 Julio de 2014].

Suárez, J., (1998) *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Volumen 2, Universidad Industrial de Santander, UIS Facultad de Ingenierías Físico Mecánica, Escuela de Ingeniería Civil, Colombia.

Suárez, J., (2001) *Control de erosión en zonas tropicales*. Instituto de investigación sobre erosión y deslizamiento, Universidad Industrial de Santander, UIS Facultad de Ingenierías Físico Mecánica, Escuela de Ingeniería Civil, Bucaramanga-Colombia.

Suárez, J., (2007) *II Congreso colombiano de hidrogeología, Mecanismos De Activación De Deslizamientos En Ambientes Tropicales*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga-Colombia.

Suárez, J., (2009a) *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*. Universidad Industrial de Santander. UIS Facultad de Ingenierías Físico Mecánica Escuela de Ingeniería Civil, Volumen 1, Colombia.

Suárez, J., (2009b) *Deslizamientos: Técnicas de Remediación*. Volumen 2, Universidad Industrial de Santander, UIS Facultad de Ingenierías Físico Mecánica Escuela de Ingeniería Civil, Colombia.

Suárez, J., (2014) “Soil Nail Walls” [en línea]. Colombia, disponible en: <http://www.erosion.com.co/temas-principales/especiales/75-clavos-o-nails.html>, [Accesado el día 04 de agosto de 2014].

Ucar, R., (1976) *Manual de anclajes en obras de tierra*, Departamento de vías, facultad de ingeniería, universidad de los Andes, Mérida-Venezuela.

Wesley, L., (2011) *Stability of slopes in residual soils*. Departament of civil and environmental engineering, university of Auckland, New Zealand, Obras y proyectos 10, pp.47-61.

ANEXO A: NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA, DE LOS PROCESOS DE MOVIMIENTO Y DIMENSIONES.

En el presente anexo se darán a conocer los componentes una ladera o talud que es una masa de tierra que posee pendiente o cambios de alturas significativos y de los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas que generalmente corresponden a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud.

1. Talud o ladera

La figura A1 presenta la nomenclatura de un talud y ladera presentada por Suárez (2009a), con las descripciones de sus componentes en los puntos siguientes.

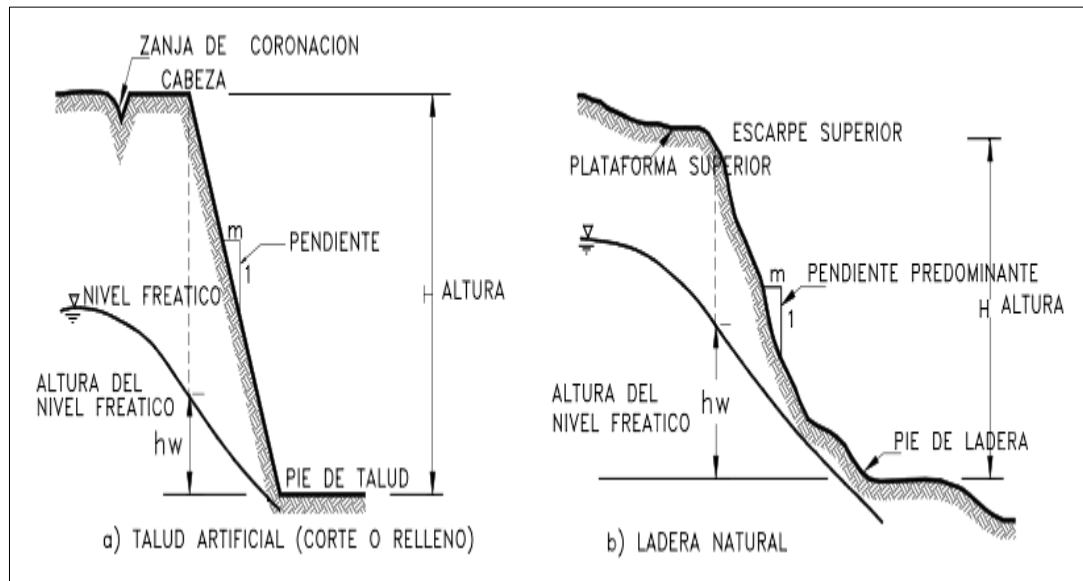


Figura A1. Nomenclatura de talud y ladera

(Fuente: Suárez, 1998)

1.1 Altura

Es la distancia vertical entre pie y 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.

1.2 Pie

Corresponde al tipo de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

1.3 Cabeza o escarpe

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

1.4 Altura del nivel freático

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

1.5 Pendiente

Es la medida de inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m/l, en el cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: Pendiente: 45°, 100%, 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. Procesos de movimiento

Es la siguiente figura A2 se muestra movimiento de masa o deslizamiento típico con su correspondiente nomenclatura.

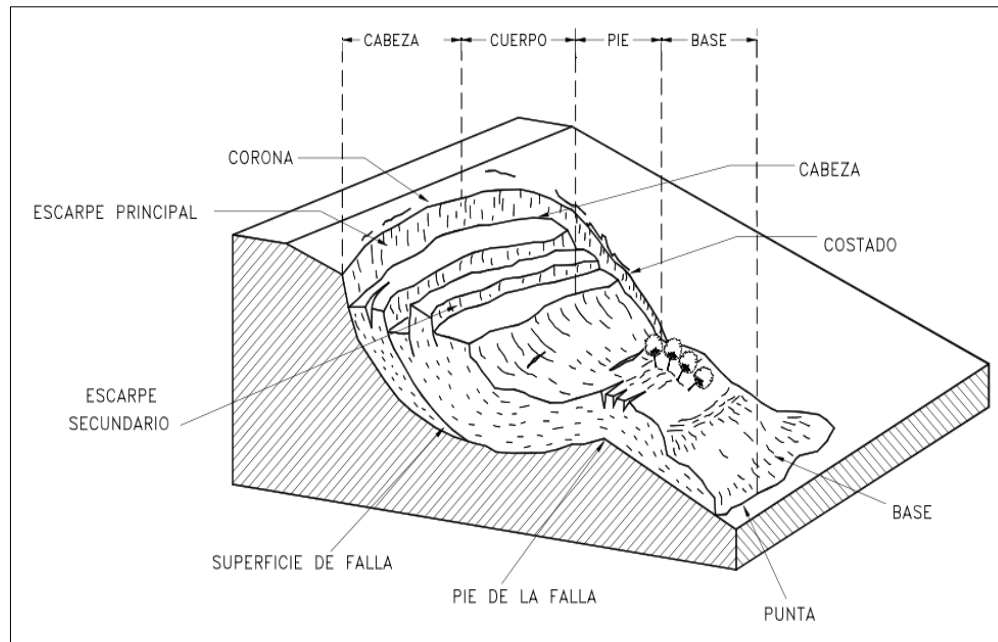


Figura A2. Nomenclatura de un deslizamiento
(Fuente: Suarez 1998)

2.1 Escarpe principal

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el deslizamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

2.2 Escarpe secundario

Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

2.3 Cabeza

Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

2.4 Cima

El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

2.5 Corona

El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

2.6 Superficie de falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen del material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

2.7 Pie de la superficie de falla

La línea de interceptación (algunas veces tapadas) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

2.8 Base

El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

2.9 Punta o uña

El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

2.10 Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento.

2.11 Superficie original del terreno

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

2.12 Derecha e izquierda:

Para desplazamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona.

3. Dimensiones

Para mejor entendimiento de los desplazamientos a continuación se definen las dimensiones de un movimiento.

3.1 Ancho de la masa desplazada W_d

Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud L_d .

3.2 Ancho de la superficie de falla W_r

Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud L_r .

3.4 Longitud de la masa deslizada L_d

Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

3.5 Longitud de la superficie de falla L_r

Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

3.6 Profundidad de la masa desplazada D_d

Máxima profundidad de la masa movida perpendicularmente al plano conformado por W_d y L_d .

3.7 Profundidad de la superficie de falla D_r

Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por W_r y L_r .

3.8 Longitud total L

Distancia mínima desde la punta de la corona del deslizamiento.

3.9 Longitud de la línea central L_{cl}

Distancia desde la punta o uña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de los puntos sobre la superficie original del terreno equidistante de los bordes laterales o flancos.

El material después del movimiento se dilata, utilizando un porcentaje llamado “factor de expansión” para describir este aumento de volumen, con casos que pueden llegar a un 70% como lo son deslizamiento de rocas.

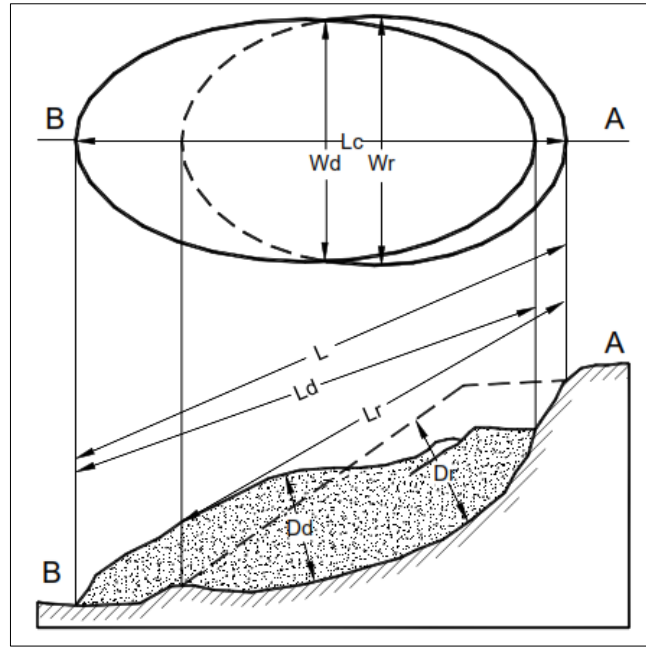


Figura A3. Dimensiones de los movimientos en masa
(Fuente: IAEG commission on landslides, 1990)

ANEXO B: TIPOS DE MOVIMIENTOS Y METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.

Este anexo realiza algunas descripciones importantes de tipos de movimientos de suelos y metodologías de remediación y estabilización de taludes, entregando algunos ejemplos de ellos.

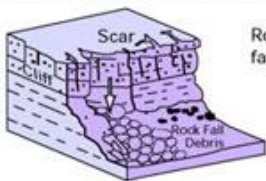
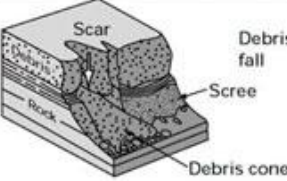
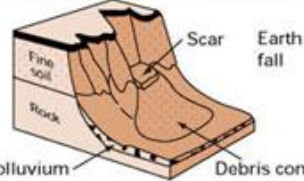

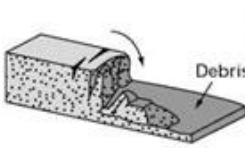
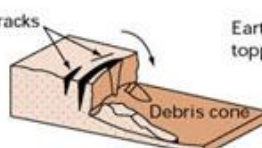
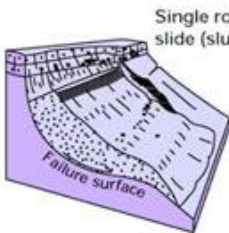
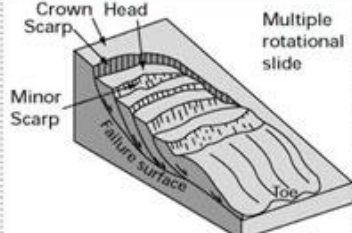
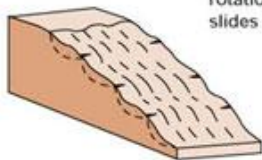
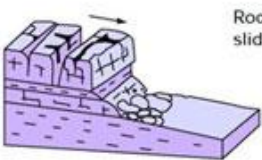
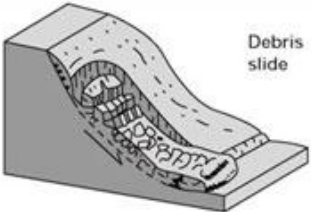
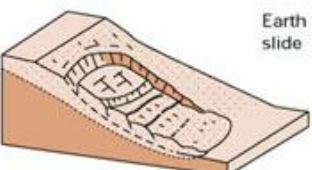
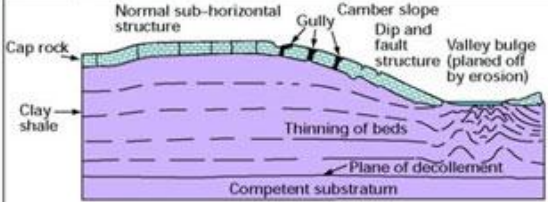

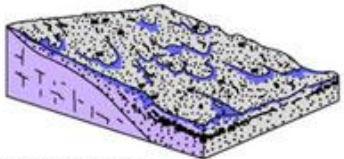


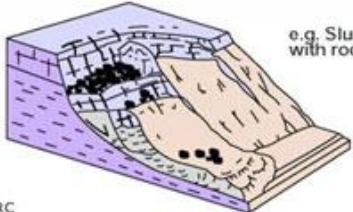
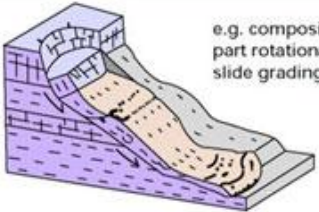
1. Descripción de tipos de movimientos de suelos

Su clasificación general y descripciones son las siguientes:

- Caídos: Son los desprendimientos y caídas de materiales de un talud.
- Inclinación o volcamiento: Es una rotación hacia delante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad.
- Reptación: Consiste en movimientos subsuperficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla.
- Deslizamientos en masa (traslacionales y rotacionales): Consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies.
- Deslizamientos compuestos: Presentan dentro del patrón de deslizamiento general, movimientos de traslación y de rotación.
- Extensión lateral: Es el esparcimiento con componentes principalmente laterales dándose en pendientes bajas, sobre roca o suelos plásticos.
- Hundimientos: Son movimientos verticales de masas de suelos con disminución del volumen general de terreno.
- Flujos: En flujos ocurren movimientos relativos de las partículas, o bloques pequeños, dentro de una masa que se desliza sobre una superficie.
- Movimientos complejos: Involucran varios tipos de movimientos descritos anteriormente.

La British geological survey (2014) presenta una forma de clasificar los deslizamientos en la Figura B1, que se entregan como alternativa de clasificación de ellos.

Figura B1. Clasificación de los deslizamientos de tierra

Material		ROCK	DEBRIS	EARTH
Movement type				
FALLS		 <p>Scar Cliff Rock Fall Debris</p>	 <p>Scar Debris Rock Debris fall Scree Debris cone</p>	 <p>Fine Soil Rock Scar Earth fall Colluvium Debris cone</p>
	TOPPLES	 <p>Rock topple</p>	 <p>Debris topple Debris cone</p>	 <p>Cracks Earth topple Debris cone</p>
SLIDES	Rotational	 <p>Single rotational slide (slump) Failure surface</p>	 <p>Crown Scarp Head Scarp Minor Scarp Failure surface Ice</p>	 <p>Successive rotational slides</p>
	Translational (Planar)	 <p>Rock slide</p>	 <p>Debris slide</p>	 <p>Earth slide</p>
SPREADS	 <p>Cap rock Clay shale Normal sub-horizontal structure Gully Camber slope Dip and fault structure Valley bulge (planned off by erosion) Thinning of beds Plane of décollement Competent substratum</p>		e.g. cambering and valley bulging	 <p>Earth spread</p>
FLOWS	 <p>Solifluction flows (Periglacial debris flows)</p>	 <p>Debris flow</p>	 <p>Earth flow (mud flow)</p>	
COMPLEX	 <p>e.g. Slump-earthflow with rockfall debris</p>		 <p>e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe</p>	

BGS © NERC

(Fuente: British geological survey, 2014)

2. Descripción y ejemplos de metodologías de remediación y estabilización de taludes

2.1 Métodos de remediación

- a) La prevención: su finalidad es evitar que ocurra la amenaza o el riesgo y depende del estado y la comunidad en todos sus niveles e incluye el manejo de la vulnerabilidad y control de las causas que pueden generar los deslizamientos.
- Disuasión o medida de restricción
 - Planeación del uso de tierra
 - Códigos técnicos
 - Construcción de obras de prevención
 - Aviso y alarma
- b) La elusión de amenazas: consiste en impedir que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza por deslizamiento.
- Variantes o relocalización del proyecto
 - Remoción total de los deslizamientos
 - Remoción parcial del material inestable
 - Modificación del nivel del proyecto o subrasante de una vía
 - Puentes o viaductos sobre los movimientos
- c) El control de amenazas: generalmente se trata de estructuras que retienen la masa de suelo en movimiento y el fin de este método es controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo para personas o propiedades.
- Bermas
 - Trincheras
 - Mallas para retención de bloques
 - Mallas ancladas
 - Muros alcancías
 - Cubiertas de protección

2.2 Métodos de estabilización

A continuación según distintos autores, tales como Suárez (2009a), Shor y Gray (2007) y Jhon (2011), se describen las metodologías de estabilización de taludes, con ejemplos de las técnicas más utilizadas de cada uno de ellas.

- a) Conformación de la superficie: es el cambio geométrico de la superficie del talud en busca de lograr un equilibrio de masas, que reduzca las fuerzas que producen el movimiento de deslizamiento de un talud y aumente la longitud del círculo crítico de falla.
 - Remoción de materiales de la cabeza del talud
 - Abatimiento de la pendiente
 - Terraceo de superficies
 - Colocación de bermas y contrapesos

- b) Llaves de corte: son zanjas que atraviesan todo el ancho de un deslizamiento, rellenas de material de alta resistencia, se usan para proporcionar resistencia adicional al deslizamiento horizontal de la base de terraplenes (bermas) o profundizar la superficie potencial de falla de deslizamiento y adicionalmente sirve de drenaje por gravedad.
 - Zanjas rellenas horizontales a lo largo del talud
 - Drenajes horizontales completos

- c) Estructuras de contención: su finalidad es colocar fuerzas externas que aumenten las fuerzas resistentes sin bajar las actuantes para resistir el movimiento de suelos. Estas estructuras deben complementarse con sistemas de subdrenajes para disminuir las presiones sobre las paredes y disminuir el nivel de agua detrás de los muros.
 - Muros en bloques de roca
 - Muros en gaviones
 - Muros MSE (tierra con refuerzos)
 - Muros de concreto

- Pilas, pilotes o tablestacas
 - Anclajes o pernos
 - Pantalla anclada o claveteada
- d) Estructuras ancladas: en este punto se hace hincapié las estructuras ancladas o refuerzo, que son parte de las de contención, e incluyen varillas o cables que se colocan dentro del suelo para reforzarlo o transmitir cargas a los suelos o rocas a profundidad, se incluyen los muros anclados, los clavos y los micropilotes.
- Anclajes y pernos individuales
 - Muros anclados
 - Clavos (Nails)
 - Micropilotes
- e) Drenajes y sudrenajes: el control de las aguas superficiales y subterráneas es uno de los métodos más efectivos a la hora de la estabilización de taludes o laderas. Funcionan realizando el control del agua y sus efectos, reduciendo las fuerzas que producen el movimiento y/o incrementando las resistentes. Este método, aunque se puede utilizar solo, es común verlo como complemento de algún otro método de estabilización.
- Canales superficiales para el control de la escorrentía
 - Subdrenes de zanjas
 - Subdrenes horizontales de penetración
 - Galerías o túneles de subdrenaje
 - Pozos profundos de subdrenaje
- f) Mejoramiento de la resistencia del suelo: esta técnica comprende procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión junto con la fricción del suelo modificado o de la mezcla suelo producto estabilizante sus obras pueden ser definitivas o temporales según la elección del método.

g) Recubrimiento o protección de la superficie: estas técnicas son un refuerzo al suelo más superficial que tratan de evitar la infiltración o los fenómenos de erosión, debiendo tener presente el aumento de la escorrentía superficial y sus estructuras de control.

- Inyecciones de cemento, cal o químicos
- Calcinación o tratamiento térmico
- Magnificación
- Congelación
- Electro-ósmosis
- Explosivos
- Compactación profunda o columnas de piedra

h) Recubrimiento de superficie con vegetación: siempre el ser humano se ha relacionado con el medio ambiente ya que es donde obtiene sus recursos para su subsistencia, sin embargo su necesidad de recursos y alimento ha llevado a generar severos daños en el medio ambiente. Es en este contexto que se ahonda más en métodos de estabilización de taludes más amigables con el medio ambiente como lo son los recubrimientos de la superficie de los taludes con vegetación.

- Planta trepadora
- Gradería de tipo trincho
- Biomantos
- Hidrosembrado
- Mateado con hileras de bambú
- Geomallas, grama reforzada
- Capas de enramados con o sin refuerzo
- Cubiertas vivas
- Estructuras vegetalizadas

ANEXO C: SISTEMA FLEXIBLES Y MÉTODOS DE DISEÑO EXISTENTES DE ESTABILIZACION SUPERFICIAL DE TALUDES.

La solución propuesta se basa en un sistema flexible de estabilización referida por Blanco (2011) como pasivo. Por lo tanto, este anexo realiza una revisión crítica de métodos de cálculo existentes de sistemas flexibles activos debido a la ausencia de guías de diseño oficiales para los sistemas flexibles pasivos. Además, se realiza para determinar cuál de ellos se adecua al proceso de deterioro descrito como DSSRAP y proponer un diseño para MCC.

1. Sistema flexible de estabilización superficial

Como se propone un sistema flexible, mencionado anteriormente, se hace necesario describirlo. Castro (2000) señala como sistema flexible a un conjunto de elementos que forman principalmente una membrana de material de elevada resistencia a la tracción, la cual es capaz de recibir o aplicar empujes al terreno continuamente y llevar esos esfuerzos a la cabeza del conjunto de anclajes y de aquí al macizo estable, agrega que es para cualquier tipo de terreno y condición. Por otra parte, Blanco (2011) explica que los sistemas flexibles son clasificados como activos que actúan aplicando una tensión sobre el terreno, pretendiendo la membrana que cubre la zona inestable, donde no existe un documento técnico oficial para orientar el diseño y cálculo y muy pocas referencias científicas que aborden el tema, con excepción de los fabricantes de mallas que cuentan con diferentes métodos de diseño propios de cada uno. Asimismo están los sistemas flexibles pasivos que no ejercen ninguna presión sobre el suelo, sino que actúa cuando el suelo ejerza una fuerza de tracción debido a un deslizamiento (MOPU, 1989). La información es casi nula sobre diseño de sistemas pasivos.

La hipótesis de comportamiento activo de sistemas flexibles no ha sido comprobada, en relación a la membrana (malla) para que sea considerada activa, es decir presión perpendicular sobre el terreno. Dicha hipótesis debe cumplir dos condiciones:

- El talud debe presentar forma curva convexa de segundo grado, inicialmente y durante el tiempo.
- La membrana ha de estar pretensada inicialmente, en una o dos direcciones, con una tensión T , que depende de la curva del talud y el espaciamiento de los bulones.

Bajo los estudios de Blanco (2011) en su tesis doctoral, concluye que los sistemas activos no lo son realmente, pues no evitan los deslizamientos de suelos o caídas de rocas, sino que contiene la masa de suelo al moverse. La membrana se considera con comportamiento lineal elástico en consecuencia a los análisis del fabricante, en que Cabezas (2013) y muchos autores deducen que las mallas ancladas al talud con pernos de anclajes soportan bien los empujes del terreno.

El conjunto de anclajes de la membrana son los arriostramientos que atraviesan la zona inestable y se anclan en las zonas estables del terreno. El sistema flexible lo componen a grandes rasgos una malla de acero de alta resistencia, pernos de anclajes y placas de fijación.

2. Modelos de diseño para sistemas de recubrimiento de malla flexible

Los modelos de diseño de los principales fabricantes/instaladores e investigadores de sistemas flexibles para suelos en el mercado, son realizados para obtener las hipótesis de la forma geométrica de falla y sus respectivos análisis. Entonces, de ese anexo se desprende que los modelos de diseños encontrados fundamentan el análisis sobre una presión ejercida sobre la superficie del talud, para evitar la rotura de Coulomb e inestabilidad. Igualmente, todos toman como base el análisis de equilibrio límite para calcular las fuerzas necesarias que estabilizan el mecanismo de rotura, la que se calcula para elegir la membrana que sea capaz de soportarla.

Además de los modelos de diseños existen los modelos físicos de funcionamiento del sistema (Castro, 2000), que son base de los modelos analizados en el acápite siguiente. Por tanto, en consonancia con el sistema de anclaje y amarre, estos se describen como:

- Modelo puntual: Los arriostramientos de la membrana resultan únicamente por la conexión de ella a la cabeza de los anclajes quienes soportan las tensiones de tracción y se concentran en ese punto.
- Modelo unidireccional “modelo Y”: El arriostramiento horizontal se hace, normalmente, con un cable de acero solidarizando con la membrana de forma continua y separados según la vertical a una distancia S_y .
- Modelo Bidireccional: Es del mismo modo del caso anterior pero el cable de acero es perpendicular y longitudinalmente.

3. Descripción de modelos de cálculos existentes para sistemas flexibles activos

De los análisis de modelos existentes de diseño para sistemas flexibles activos, de los principales autores, fabricantes e instaladores se define que hay dos que pueden describir el mecanismo de falla para un DSSRAP. Así pues, esta sección los describe con el fin de proponer un modelo de diseño para MCC.

3.1 Modelo A, bloque y cuña entre dos filas de bulones

Este modelo propuesto por una empresa, verifica la integridad de la malla (Flum, Borgonovo, Frenez y Guasti, 2004 citado por Blanco, 2011), se basa en la hipótesis de la existencia de la capa superficial de suelo propenso a deslizamiento, en el cual pueden surgir cuñas de suelos limitadas por filas de pernos de anclaje y también se aplica el criterio de falla de Coulomb y el análisis de equilibrio límite.

El mecanismo de inestabilidad local está compuesto por dos cuerpos, uno de ellos tiene forma de bloque (Body 1) y el otro de cuña (Body 2) (Figura C1).

El espesor del bloque inestable, t , se asume conocido donde P representa la fuerza que la membrana ejerce sobre el terreno, pero actuando sobre el bloque inferior solamente con un ángulo ψ respecto de la horizontal que coincide con el ángulo de anclaje de los bulones. Z es la fuerza estabilizadora supuestamente conocida en la superficie del talud y es la fuerza de pretensión de la membrana (Flum et al. 2004; Rüegger et al., 2000) que también se aplica en el cuerpo inferior. Además el terreno por encima de la cuña superior se considera estable y que no ejerce ninguna fuerza de interacción sobre dicha cuña. El ángulo β es la inclinación respecto de la horizontal de la superficie de deslizamiento de la cuña.

Este modelo no contempla la presencia de agua y aplicando el modelo de rotura de Coulomb las fuerzas de fricción máximas entre superficies se pueden remplazar por la Ecuación C1.

$$T_i = T_i \tan \phi + cA_i \quad Ec.(C1)$$

Asimismo, en vez de tomar un problema de deformación plana (análisis estático en 2D, suponiendo ancho infinito), se define una anchura inestable que no es sostenida por la presión misma de las placas de asiento de los bulones (ver Figura C2). De ahí que, al calcular los pesos G_1 y G_2 , se tiene en cuenta el ancho a_d y no la separación entre bulones. El parámetro F_M

representa el factor de seguridad aplicado a la tensión en la superficie del deslizamiento T . Los otros parámetros quedan definidos gráficamente en las Figuras C1 y C2.

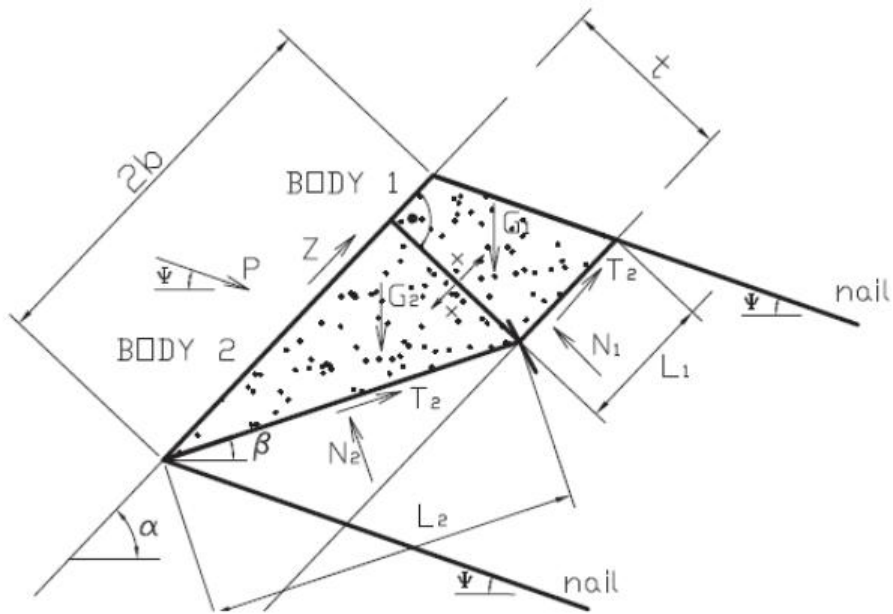


Figura C1. Modelo de bloque y cuña entre dos bulones
(Fuente: Flum et al., 2004)

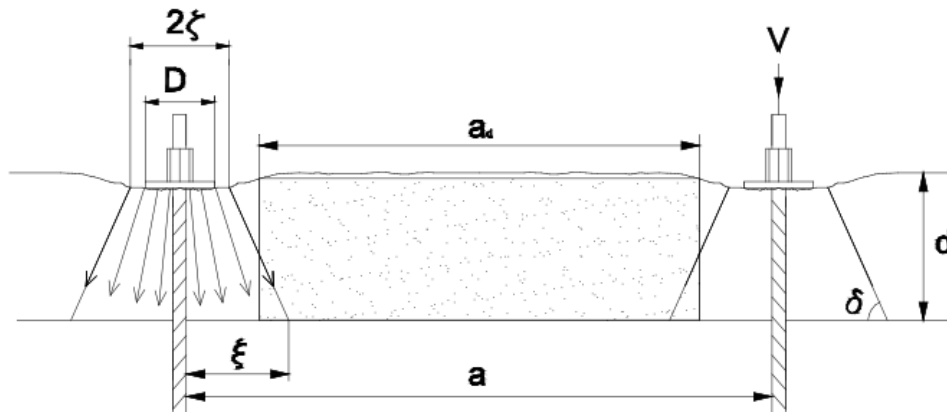


Figura C2. Ancho de la cuña y bloque inestable
(Fuente: Blanco, 2011 refiriendo a Yang, 2006)

Se establecen cuatro ecuaciones de equilibrio, dos por bloques, con cinco incógnitas N_1 , N_2 , x , P y β . El modulo de P se puede expresar en función de parámetros conocidos k_i y β (ver Ec.C2). Para resolver el sistema de ecuaciones se debe minimizar P en función de β , para obtener la

quinta Ecuación C3. El valor obtenido p_{max} , es empleado para seleccionar la combinación de membrana y bulones más adecuados.

$$P = \frac{G_2 \left(\sin \beta - \cos \beta \frac{\tan \phi}{F_m} \right) + \left[G_1 \left(\sin \alpha - \cos \alpha \frac{\tan \phi}{F_m} \right) - \frac{c}{F_m} A_1 - Z \right] \left[\cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \frac{\tan \phi}{F_m} \right] - \frac{c}{F_m} A_2}{\cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \frac{\tan \phi}{F_m}} \quad Ec.(C2)$$

$$\frac{dP(k_i, \alpha)}{d\beta} = 0 \rightarrow p = p_{max} \quad Ec.(C3)$$

3.2 Modelo C, bloque y cuña entre dos filas de bulones

Este modelo es muy similar a los anteriores mostrando una ligera variación en el mecanismo de rotura y es presentado para dimensionar una membrana flexible que actúa como complemento a un claveteado mediante bulones.

Es el único modelo implementado en un manual técnico (Phear et al., 2005). Se asume que su finalidad como sistema flexible es evitar la aparición de una inestabilidad local entre dos filas de bulones. Una posible inestabilidad global deberá ser prevenida mediante el sistema claveteado de bulones.

El mecanismo local de rotura se define con dos cuñas comprendidas entre dos filas de bulones con geometría descrita en la Figura C3. El modelo no considera la cohesión pero si la presencia de agua. La resistencia tangencial del terreno para cualquier superficie i de las cuñas se definiría como la ecuación C4.

$$R'_i = N'_i \tan \phi \quad Ec.(C4)$$

Realizando el equilibrio de fuerzas horizontales y verticales en cada cuña (véase Figura C4) se obtienen cuatro ecuaciones. Se asume, también, que la fuerza de interacción entre las dos cuñas F_{12} , es nula. Las incógnitas serían: F_1 , F_2 , N'_1 , N'_2 , ϵ_1 y ϵ_2 . Para dimensionar la membrana, se calcula la fuerza total F_{tot} , como la suma de F_1 y F_2 (Ecuación C5). Para poder resolver el sistema será necesario plantear dos nuevas ecuaciones tales que maximicen la fuerza total F_{tot} respecto a ϵ_1 y ϵ_2 (Ecuaciones C6 y C7).

$$F_{tot} = F_1 + F_2 = \frac{W_1 (\tan \epsilon_1 - \tan \phi') + U_1 \frac{\tan \phi'}{\cos \epsilon_1}}{1 + \tan \epsilon_1 \tan \phi'} + \frac{W_2 (\tan \epsilon_2 - \tan \phi') + U_2 \frac{\tan \phi'}{\cos \epsilon_2}}{1 + \tan \epsilon_2 \tan \phi'} \quad Ec.(C5)$$

$$\frac{dF_{tot}}{d\epsilon_1} = 0 \quad Ec.(C6)$$

$$\frac{dF_{tot}}{d\epsilon_2} = 0 \quad Ec.(C7)$$

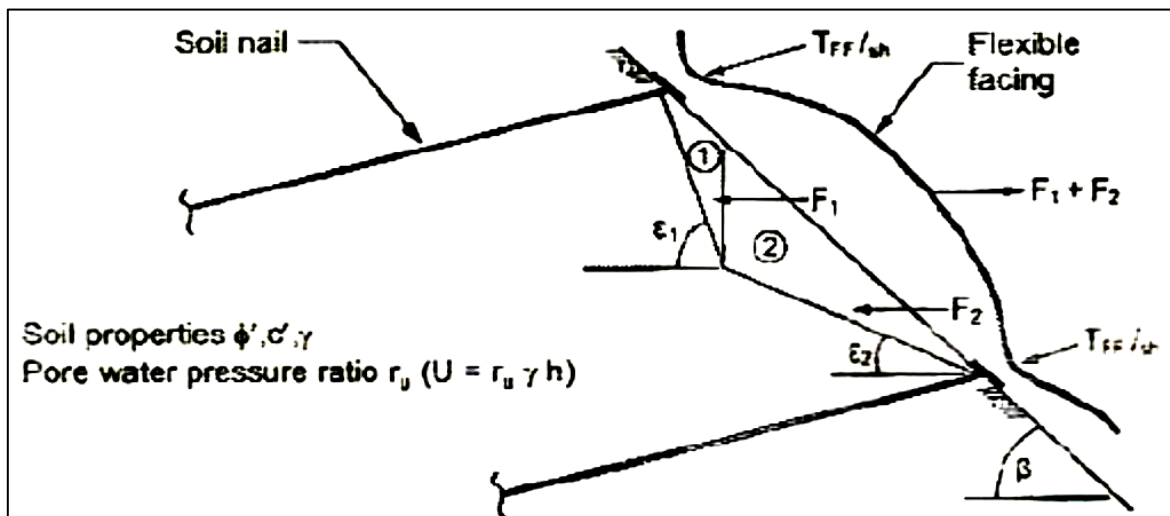


Figura C3. Mecanismo de rotura

(Fuente: Phear et al., 2000)

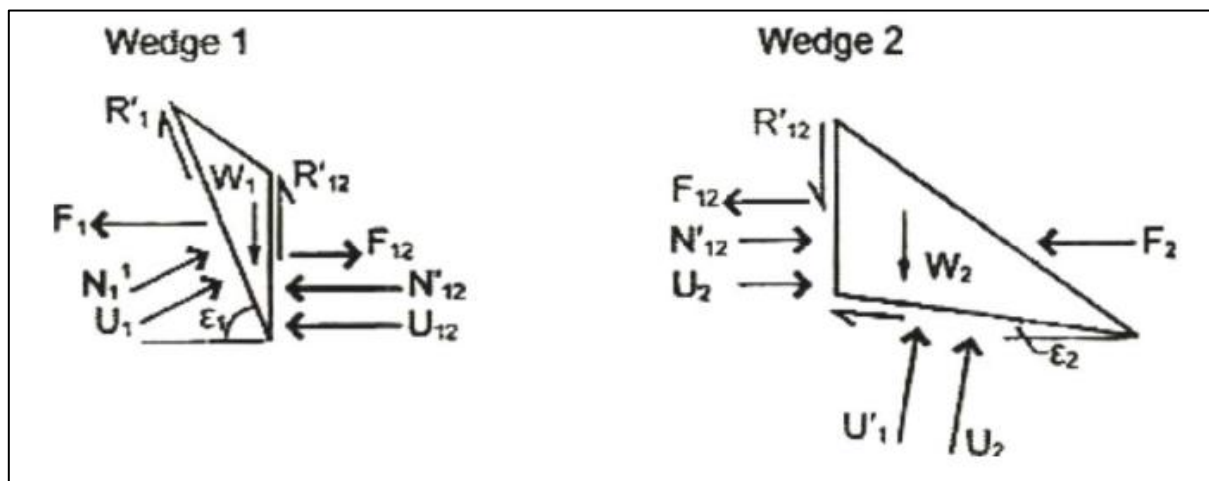


Figura C4. Esquema de fuerzas entre cuñas

(Fuente: Phear et al., 2000)

ANEXO D: ANÁLISIS DE PROPOSICIÓN DE MÉTODO DISEÑO PARA MCC.

Este apartado entrega descripciones necesarias de la metodología de diseño para MCC en lo referente a la malla de acero y al sistema de bulones de anclaje para poder garantizar que los cuerpos de falla no se desprendan de la capa superficial de suelo que se va a estabilizar.

1. Modelo puntual

Dado que el modelo puntual es económico y de simple instalación, se recomienda como modelo físico base para la propuesta de MCC con subdrenaje horizontal.

Para este caso de propuesta el arriostamiento de la membrana se produce únicamente por la conexión de esta a la cabeza de los anclajes (Castro, 2000). Blanco (2011) además incluye que las tensiones de tracción generadas en la membrana se transmiten directamente a la cabeza de los anclajes y transmitiéndola al suelo a lo largo del anclaje.

La presión ejercida por la membrana no es uniforme y depende de la curvatura de la misma en cada punto y del tipo de malla a emplear.

Los anclajes se disponen alineados horizontalmente a una distancia " S_x " y verticalmente a " S_y " a tresbolillo y su capacidad máxima de carga de trabajo está limitada por la conexión puntual que hay, sin embargo es modificable variando la densidad de los puntos de anclajes.

2. Análisis de inestabilidades de suelos para MCC

El mecanismo de falla de los suelo del talud reforzado con el sistema flexible pasivo MCC, tiene que ser verificado analizando la malla y los bulones de anclajes.

Se debe seleccionar una geometría de falla para probar como se desliza el suelo (Cabeza, 2013). Entonces, en primer lugar se debe pensar en la inestabilidad que se puede producir superficialmente y paralela al talud, es decir, la cubierta superficial de suelo tiende a deslizarse paralelamente en relación a al subsuelo estable de roca, sin embargo el sistema MCC considera que los bulones no se empotran en la roca del subsuelo, atravesando solamente una longitud variable del manto de suelo que se desea estabilizar (Figura D1). Así pues, se descarta que el sistema propuesto pueda sostener dicha inestabilidad paralela resuelta por una estabilización geométrica previa.

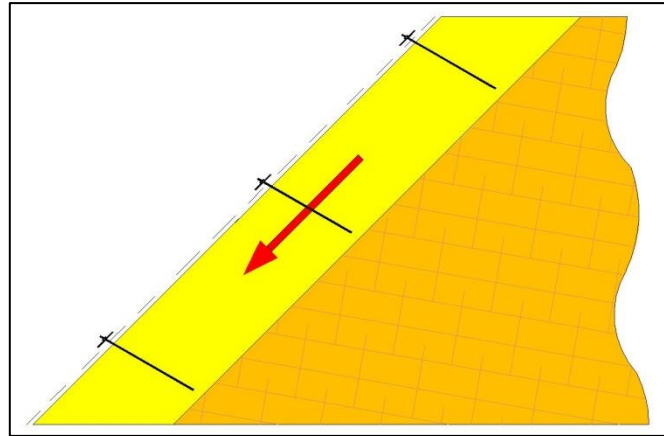


Figura D1. Inestabilidad superficial paralela al talud

(Fuente: Adaptado Blanco, 2011)

En cuanto a la estabilidad no debería ocurrir deslizamiento de la capa de falla, puesto que el talud es estable, pero si aparecen inestabilidades locales que podrían producirse entre bulones de anclajes. Entonces para su análisis se tiene que definir como puede fallar geoméricamente el suelo contenido por un MCC.

2.1 Incidencia del flujo del agua en la cuña

El agua es el factor preponderante en la descripción del proceso de deterioro propuesto para DSSRAP, justificándose por la gran cantidad de deslizamientos asociados a causas de flujos de agua producto de factores como lluvia, aguas subterráneas, infiltraciones, etc., saturando el suelo e incrementando las presiones a favor de la ocurrencia de un deslizamiento, en donde se aprecian en general dos formas de afección en relación a como el agua ingresa al suelo del talud.

La primera es externa y se infiltra desde fuera por el suelo o grietas en rocas, como por ejemplo la lluvia y la otra forma es interna debido a flujos subterráneos de agua (Figura D2). En ambos casos el agua fluye en forma paralela y hacia abajo del talud.

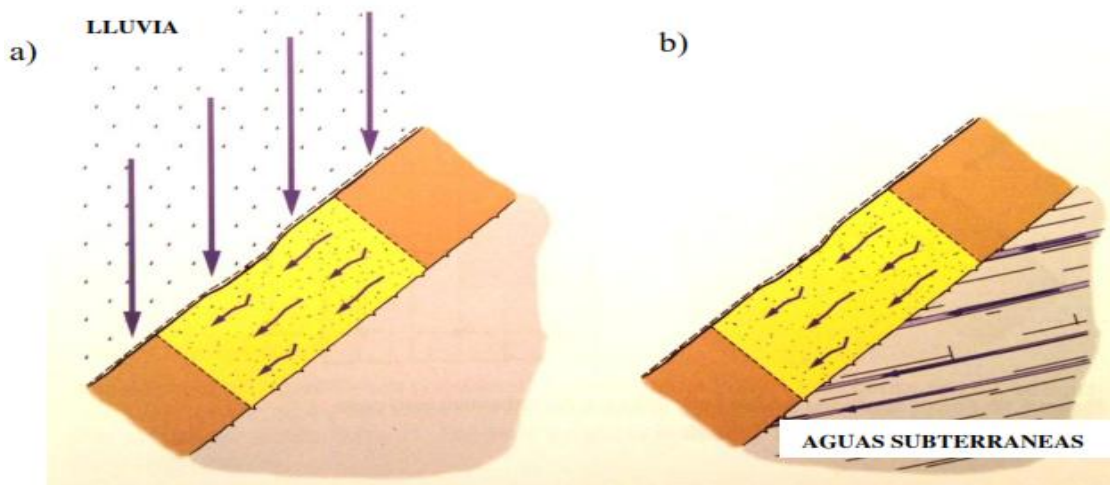


Figura D2. a) Flujo paralelo al talud en caso de lluvia

b) Flujo paralelo al talud en caso aguas subterráneas

(Fuente: Cabezas, 2013)

El agua se mueve para los dos casos en forma subterránea en dirección que decrece la carga hidráulica total, de ello se desprende que la fuerza que ejerce el flujo paralelo al talud depende del gradiente hidráulico i (ver Ec.(D1)), medida en sentido del flujo de agua, representada en la Figura D3, con h_2 igual a cero.

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{h_1 - h_2}{L}, h_2 = 0 \rightarrow i = \frac{h_1}{L} = \sin(\alpha) \quad \text{Ec.(D1)}$$

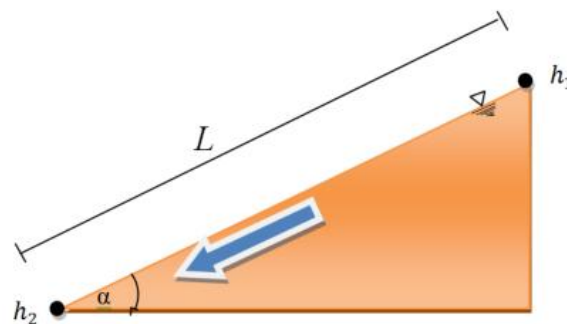


Figura D3. Gradiente hidráulico del talud

(Fuente: Cabezas, 2013)

La inclinación del talud con respecto al plano horizontal, denotándola en grados, es α , entonces la fuerza de un flujo (corriente) paralela al talud está dada por la Ec.(D2), (Cabezas, 2013).

$$F_s = \gamma_w i a b t = \gamma_w \sin(\alpha) a b t \quad \text{Ec.(D2)}$$

En el cual:

γ_w : Peso unitario del agua (kN/m^3)

a : Distancia horizontal entre pernos de anclaje (m)

b : Distancia vertical paralela al talud entre pernos de anclaje (m)

t : Espesor de la capa de suelo que se investiga (m)

Entonces la fuerza que ejerce el agua sobre la cuña de suelo es F_s , paralela a la superficie del talud y se aplica en la cuña deslizante para el diseño del sistema MCC.

2.2 Influencia del agua en el peso del suelo

La presencia de una superficie freática en un terreno implica que por debajo de la misma el material aparece saturado, con poros llenos de agua (Braja, 2001). Esta cantidad de agua tiene un peso que se une al del propio terreno, aumentando así el del peso específico del conjunto (Crespo, 2004).

Así, un suelo podrá tener el peso máximo cuando esté totalmente saturado, y el mínimo en caso de que este seco. Lo que regula el peso del suelo es el grado de saturación que es el volumen del agua multiplicado por 100 dividido por el volumen de vacío de la muestra de suelo, considerándose constante la porosidad.

El peso específico del suelo en función del grado de saturación, según IGME (1987), viene dado por la Expresión D3:

$$\gamma = \gamma_d + \frac{S}{100} n \gamma_w \quad \text{Ec.(D3)}$$

Donde:

γ_d : Peso específico del material seco.

S : Grado de saturación.

n : Porosidad en tanto por uno.

γ_w : Densidad del agua.

El peso específico seco tiene el valor:

$$\gamma_d = \gamma_s(1 - n) \tag{Ec.(D4)}$$

Donde γ_s es el peso específico seco de las partículas. Sustituyendo Ec.(D4) en Ec.(D3) se obtiene la Ec.(D5), que es el peso del material seco adicionado con el agua, es decir, el peso del suelo con agua.

$$\gamma = \gamma_s(1 - n) + \frac{S}{100} n \gamma_w \tag{Ec.(D5)}$$

El valor de la porosidad n , resulta de la división del volumen de vacíos partido por el volumen total. La saturación en porcentaje $S(\%)$, está dada por volumen del agua multiplicado por cien dividido por el volumen de vacíos de la muestra de suelo.

El peso específico del agua γ_w , es $9,81 \text{ (KN/m}^3\text{)}$. Entonces, el peso de la cuña de suelo en régimen saturado W_{sat} es la Ec.(D6), siendo V_t el volumen total.

$$W_{sat} = \gamma * V_t \tag{Ec.(D6)}$$

3. Determinación de la fuerza P para contención de la cuña deslizando

Por equilibrio de fuerzas de la cuña propuesta para sistema MCC del cuerpo principal, se obtiene el siguiente diagrama de cuerpo libre.

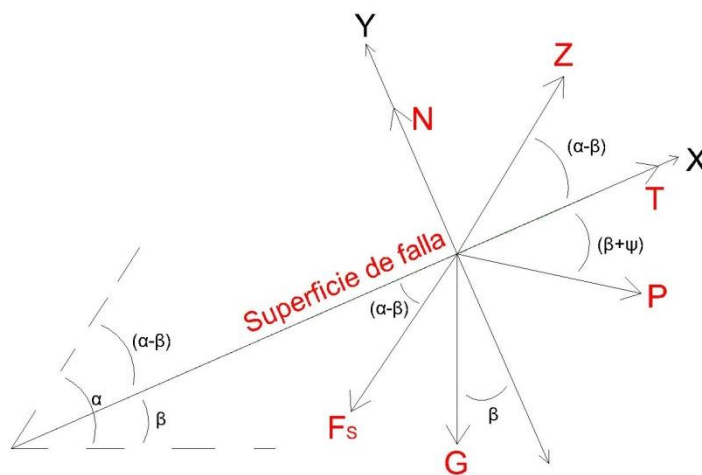


Figura D4. Diagrama de cuerpo libre del mecanismo de falla en cuña para MCC (Fuente: Propia)

:

$$\sum F_x = 0$$

$$T + Z \cos(\alpha - \beta) + P \cos(\beta + \psi) - G \sin \beta - F_s \cos(\alpha - \beta) = 0 \quad Ec.(D7)$$

$$\sum F_y = 0$$

$$N + Z \sin(\alpha - \beta) - P \sin(\beta + \psi) - G \cos \beta - F_s \sin(\alpha - \beta) = 0 \quad Ec.(D8)$$

Despejando N, se tiene:

$$N = G \cos \beta + P \sin(\beta + \psi) - Z \cos(\alpha - \beta) + F_s \sin(\alpha - \beta) \quad Ec.(D9)$$

Tomando el criterio de falla de Coulomb, con $c=0$, se tiene:

$$T = cA + N \tan \phi \rightarrow T = N \tan \phi \quad Ec.(D10)$$

Luego el Eurocódigo 7 (1997), entrega un factor de resistencia al corte γ_{mod} que se va a utilizar, quedando la expresión D10, como sigue:

$$T = \left(\frac{1}{\gamma_{mod}}\right) N \tan \phi \quad Ec.(D11)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo el cual puede ser máximo, residual, crítico, etc., va a depender del proyecto a analizar.

Reemplazando la ecuación D11 en la ecuación D7, se tiene la Ec.(D12).

$$\left(\frac{1}{\gamma_{mod}}\right) N \tan \phi + Z \cos(\alpha - \beta) + P \cos(\beta + \psi) - G \sin \beta - F_s \cos(\alpha - \beta) = 0 \quad Ec.(D12)$$

Y reemplazando la ecuación D9 en la ecuación D12:

$$\left(\frac{1}{\gamma_{mod}}\right) [G \cos \beta + P \sin(\beta + \psi) - Z \cos(\alpha - \beta) + F_s \sin(\alpha - \beta)] \tan \phi + Z \cos(\alpha - \beta) + P \cos \beta + \psi - G \sin \beta - F_s \cos(\alpha - \beta) = 0$$

Ec.(D13)

$$\left(\frac{1}{\gamma_{mod}}\right) [G \cos \beta \tan \phi + P \sin(\beta + \psi) \tan \phi - Z \cos(\alpha - \beta) \tan \phi + F_s \sin(\alpha - \beta) \tan \phi] + Z \cos(\alpha - \beta) + P \cos(\beta + \psi) - G \sin \beta - F_s \cos(\alpha - \beta) = 0$$

Ec.(D14)

$$\frac{1}{\gamma_{mod}} G \cos \beta \tan \phi + \frac{1}{\gamma_{mod}} P \sin(\beta + \psi) \tan \phi - \frac{1}{\gamma_{mod}} Z \sin(\alpha - \beta) \tan \phi + \frac{1}{\gamma_{mod}} F_s \sin(\alpha - \beta) \tan \phi + Z \cos \alpha - \beta + P \cos \beta + \psi - G \sin \beta - F_s \cos(\alpha - \beta) = 0$$

Ec.(D15)

$$P \left[\cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \frac{\tan \phi}{\gamma_{mod}} \right] + Z \left[\cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \frac{\tan \phi}{\gamma_{mod}} \right] - G \left[\sin \beta - \cos \beta \tan \phi \gamma_{mod} \right] - F_s \left[\cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \tan \phi \gamma_{mod} \right] = 0$$

Ec.(D16)

Ahora se despeja P .

$$P = \frac{G \left[\sin \beta - \cos \beta \frac{\tan \phi}{\gamma_{mod}} \right] - Z \left[\cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \frac{\tan \phi}{\gamma_{mod}} \right] + F_s \left[\cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \frac{\tan \phi}{\gamma_{mod}} \right]}{\cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \frac{\tan \phi}{\gamma_{mod}}}$$

Ec.(D17)

Luego P , es:

$$P = \frac{G [\gamma_{mod} \sin \beta - \cos \beta \tan \phi] - Z [\gamma_{mod} \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \tan \phi] + F_s [\gamma_{mod} \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \tan \phi]}{\gamma_{mod} \cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \tan \phi}$$

Ec.(D18)

Quedando demostrado el esfuerzo P de la malla.

4. Análisis de pruebas de seguridad de la malla de estabilización superficial

La fuerza P debe tener la propiedad de retener en el sector de la cabeza del perno de anclaje a través de la malla y la placa, un cuerpo que quiere deslizarse por el talud.

Debido al levantamiento del suelo en el sector del perno de anclaje inferior, la malla es sometida a fuerzas de corte justo en el borde de la placa. Entonces, se debe determinar la capacidad que resiste la malla P_m por ensayos específicos para ello, que representaría lo que resiste la malla cuando existe tensión de corte, en dirección del perno de anclaje. El factor de disminución de resistencia se designará como γ_m , que frecuentemente se asume como 1,5 (Eurocódigo7, 1997). Luego se debe comparar la resistencia de tal forma que P sea menor o igual a P_m dividido por el factor de seguridad de 1,5. Esto se realiza para verificar la resistencia de la malla al corte en el borde superior de la placa de fijación (*Ec.(D19)*).

$$P \leq \frac{P_m}{\gamma_m} \quad \text{Ec.(D19)}$$

La fuerza Z de la malla aparece cuando un cuerpo de suelo quiere deslizarse, actúa directamente en la cabeza de los pernos de anclaje superior la que es transmitida por la malla y placa de sujeción, como muestra la figura E5. La verificación de la prueba de seguridad se consulta en la *Ec.(E13)*, cuyo factor de corrección es de 1,5 generalmente designado como γ_{ZR} (Eurocódigo7, 1997). La ecuación prueba si la malla es capaz de transmitir la fuerza paralela al talud y luego al perno de anclaje superior. Para esta situación se hacen ensayos especiales específicos de laboratorio a la malla para lograr obtener la capacidad de resistencia de ella Z_R .

$$Z \leq \frac{Z_R}{\gamma_{ZR}} \quad \text{Ec.(D20)}$$

Si las condiciones de verificación *Ec.(D19)* y *Ec.(D20)* cumplen, entonces resulta que queda verificada la resistencia de la malla al corte en el borde superior de la placa de fijación y de la resistencia de la malla a la transmisión selectiva de la fuerza Z paralela al talud sobre el perno de anclaje superior, respectivamente. Para garantizar la cuña o cuerpo de deslizamiento no se desprendan de la capa superficial de suelo que se va a estabilizar.

Una buena alternativa para obtener la malla solicitada para MCC, en caso de no encontrar una similar en el mercado, es la empresa INCHALAM S.A que bajo entrevista del jefe de proyecto se

concluye su predisposición, disponibilidad, capacidad técnica y de manufactura para desarrollar cualquier malla, adecuándose a sus productos existentes.

5. Solicitaciones malla de acero

Aunque existen variadas tipos de mallas en el mercado para refuerzo de taludes, para la propuesta de MCC deben cumplir dos puntos importantes. Primero que cumpla la resistencia obtenida por el método de diseño sugerido en el cuerpo principal y segundo que cumpla las solicitudes detalladas como siguen:

- Duración: Por tratarse de alta pendiente en el talud considerando para resolver un proceso de deterioro a través del tiempo, la malla de acero debe perdurar por años, por ello se solicita un recubrimiento resistente a la corrosión para ambientes agresivos de duración no menor a 15 años, como por ejemplo la patente Bezinal® Zn/Al 90/10 comercializada por Inchalam S.A. o bien algún proceso de galvanizado.
- Uniones: Como existen evidencia de que en las uniones de los paños de las mallas se produzcan fallas del sistema flexible cuando se someten a deslizamientos (Cabezas, 2012). Se demanda entonces desarrollar rollos de alambre de las mismas propiedades de la malla con el fin de unir los paños in-situ y requerir la terminación de borde de ellas con nudo de resorte como se hace para mallas de fortificación de taludes (Figura D5). Todo eso, con el propósito de lograr isotropía y que la malla trabaje como un manto completo.

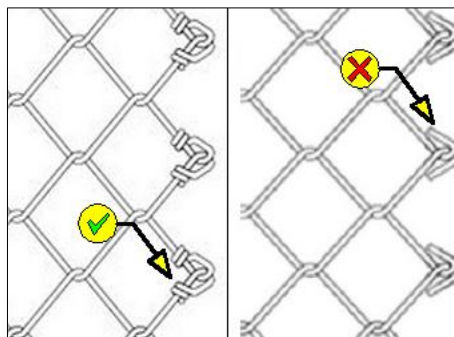


Figura D5. Solicitud de terminación de borde de resorte

(Fuente: Modificado, Inchalam S.A., 2014)

- Peso rollo: Su fundamento es realizar trabajos sin la necesidad de traer a colación maquinaria pesada, para ello se busca cumplir con la ley chilena 20.001 (“Ley del saco”)

en obligación del empleador al artículo 184 del código del trabajo, para que no implique riesgos a la salud del trabajador, esto es como cargas máximas:

- ≤ 50 kg donde las ayudas mecánicas no pueden usarse.
- Para menor de 18 años y mujeres la carga no debe superar los 20 kg.
(Estas quedan sujetas a las condiciones físicas del empleado que ejecuta la labor).

Por lo tanto, el rollo puede estar alrededor de los 50kg, para manipulación de dos personas, considerando la dificultad de la pendiente alta y la práctica de la instalación.

- Contorno: La recomendación de Castro (2000) es que por la parte superior (cabeza talud) y lateral (bordes del paño completo) en caso de soluciones de modelo puntual. Se instalará un cable de acero con propiedades de resistencia igual o mayor que la malla. Este debe contar con el sistema de protección a la corrosión idéntico o superior a la de la malla.

El cable va entrelazado con la malla en su borde y pasa bajo la placa de los anclajes de sujeción, como se describe gráficamente en la Figura 5 del cuerpo principal de esta investigación.

Dado que la malla carece de resistencia a la flexión no es relevante su espesor y los parámetros en cuanto a su sección se emplearán siempre por unidad de longitud y no de área, donde se considera la misma como un elemento continuo (aunque no lo sea).

Finalmente no es posible seleccionar una malla particular del mercado, porque depende de su resistencia P de diseño propuesto DSSRAP y de las solicitaciones de este punto.

6. Anclaje para sistema propuesto MCC

6.1 Propuesta de inyección de lechada de hormigón para bulones

La misión de la lechada de hormigón es transferir la carga entre el tirante (bulón) y el terreno y de barrera frente a la corrosión del tirante a lo largo de todo su desarrollo subterráneo (Blanco, 2011), su preparación de acuerdo a la relación agua/cemento prescrita en la norma española se sitúa entre 4/10 y 6/10 respectivamente. Como existen variadas formas de inyección de la lechada de hormigón se propone a continuación en la Figura D6 un modo simple de inyección por gravedad.

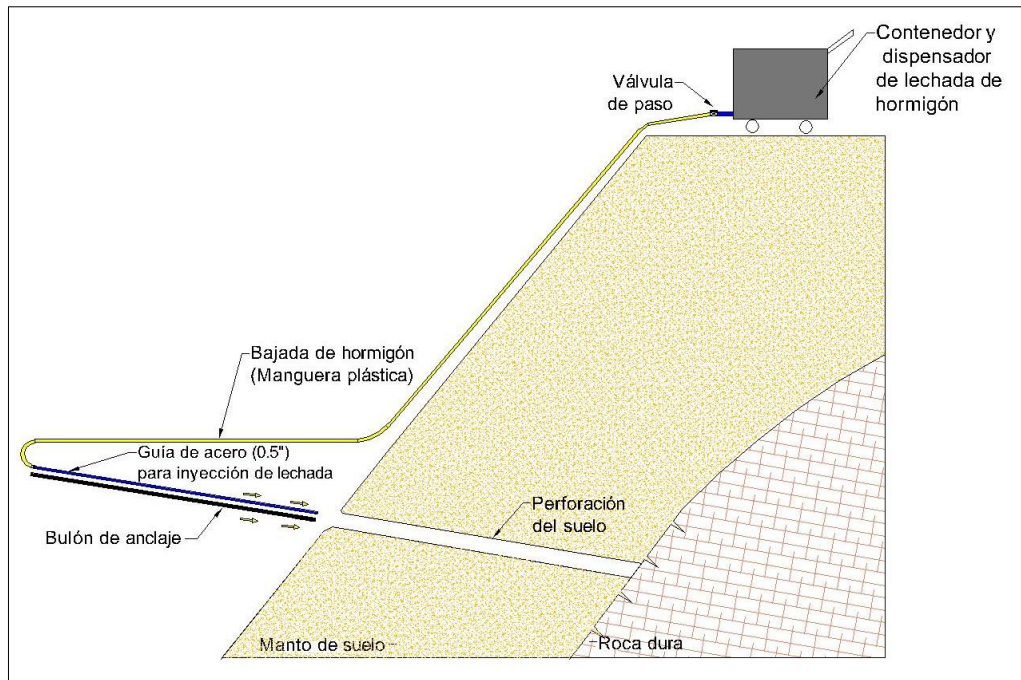


Figura D6. Propuesta de sistema de inyección por gravedad de hormigón para MCC
(Fuente: Propia)

Se introduce la guía de acero de 0,5" (cañería) junto con el perno de anclaje hasta el fondo de la perforación, después se abre la válvula de paso de lechada sacando lentamente esta cañería que llena paulatinamente el orificio completo, libre del acero. Dicha guía se debe acomodar a los separadores que presente el bulón y conectar a un estanque donde se prepara la mezcla por intermedio de una manguera actuando por gravedad. El largo total del bulón está dado por la profundidad t del manto de suelo que cubre la roca.

6.2 Selección de a_{lim} para bulones

Se hallan diferentes tipos del formato de inyección del hormigón en la literatura, como por ejemplo inyección única global (IU), inyección repetitiva (IR) y la inyección repetitiva y selectiva (IRS), sin embargo es posible homologar por sus semejanzas técnicas la de IU con el propuesto de inyección por gravedad para MCC, que suelen ser los más adecuados en suelos duros (Ucar, 1976). Por lo tanto, para determinar el valor de a_{lim} se selecciona el que tiene como procedimiento de inyección de IU de los ábacos D7 y D8.

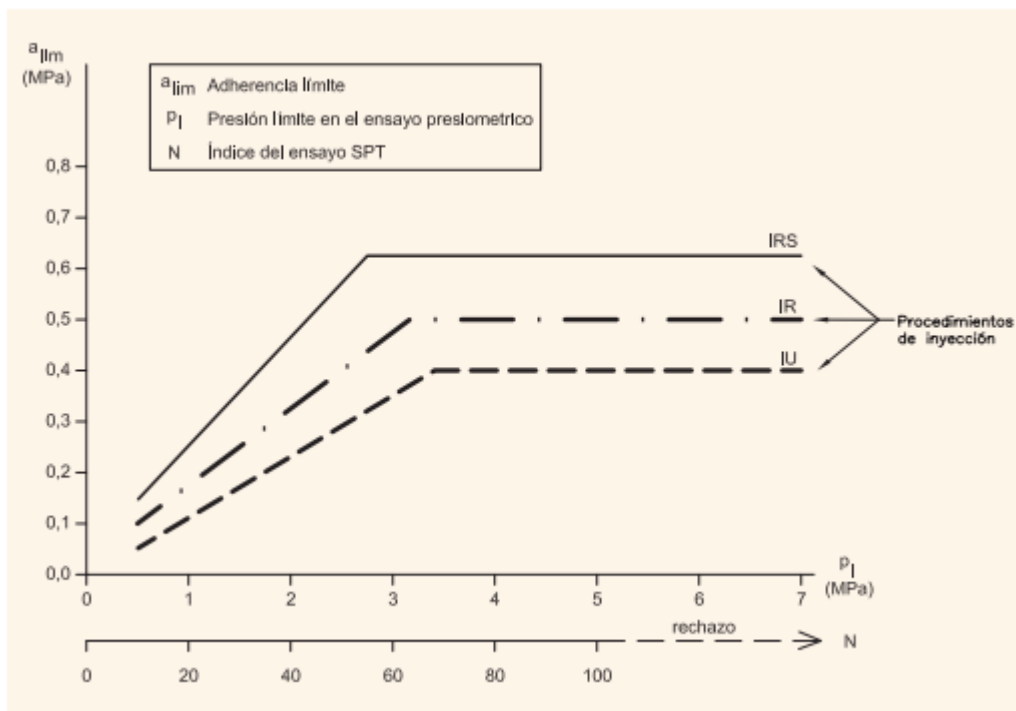


Figura D7. Adherencia límite en arenas y gravas
(Fuente: Dirección general de carreteras España, 2009)

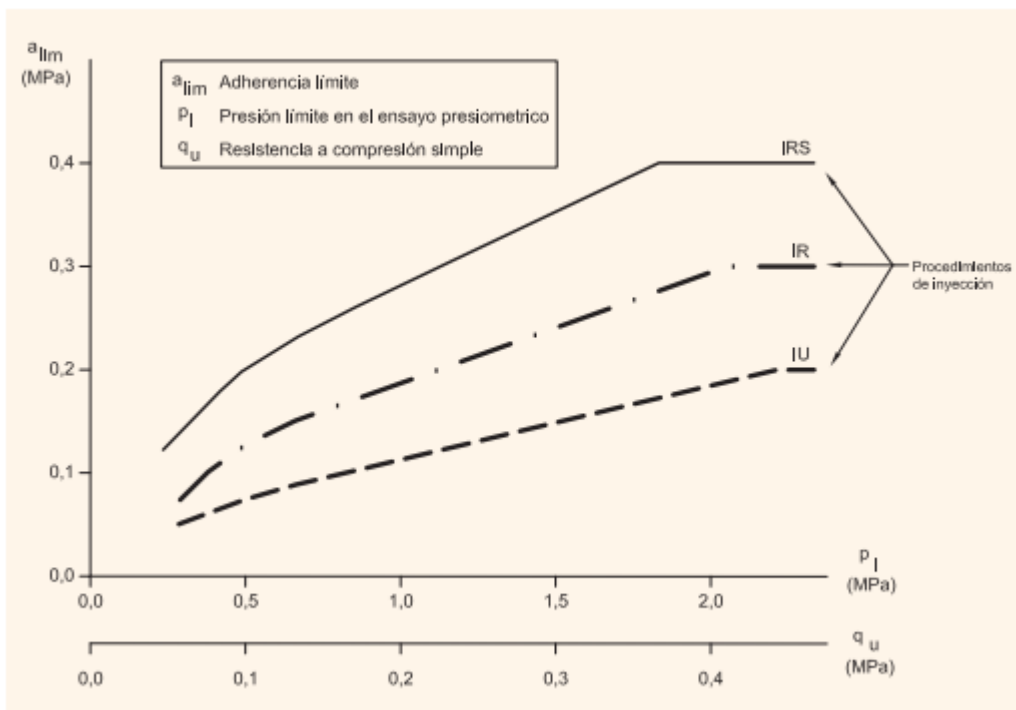


Figura D8. Adherencia límite en Arcillas y limo
(Fuente: Dirección general de carreteras España, 2009)

6.3 Sugerencia de para elección de bulones

Una buena sugerencia para selección del bulón por el buen comportamiento a la corrosión y tracción referido en números proyectos de suelos clavados son los de la Tabla D1 tipo GEWI.

Tabla D1. Bulones GEWI

Barra roscada GEWI® B500B & S555/700

Diámetro nominal Ø [mm]	Resistencia a tracción $f_{0,2k}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sección A [mm ²]	Carga al limite elástico F_{yk} [kN]	Carga al limite de rotura F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso de la doble protección contra la corrosión [kg/m]
16	500/550	201	101	111	1.58	5.2
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4

Barra roscada GEWI® Plus S670/800

Diámetro nominal Ø [mm]	Resistencia a tracción $f_{0,2k}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sección A [mm ²]	Carga al limite elástico F_{yk} [kN]	Carga al limite de rotura F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso de la doble protección contra la corrosión [kg/m]
18	670/800	254	170	204	2.00	5.4
22	670/800	380	255	304	2.98	6.5
25	670/800	491	329	393	3.85	7.0
28	670/800	616	413	493	4.83	8.6
30	670/800	707	474	565	5.55	9.0
35	670/800	962	645	770	7.55	11.3
43	670/800	1,452	973	1,162	11.40	15.8
57.5	670/800	2,597	1,740	2,077	20.38	30.0
63.5	670/800	3,167	2,122	2,534	24.86	32.4
75	670/800	4,418	2,960	3,534	34.68	43.5

(Fuente: Dywidag-sistemas, 2014)

El diseño del formato GEWI, se presenta en la Figura D9, que pueden ser barras unidas con un manguito para manejar piezas de bulones más cortos.

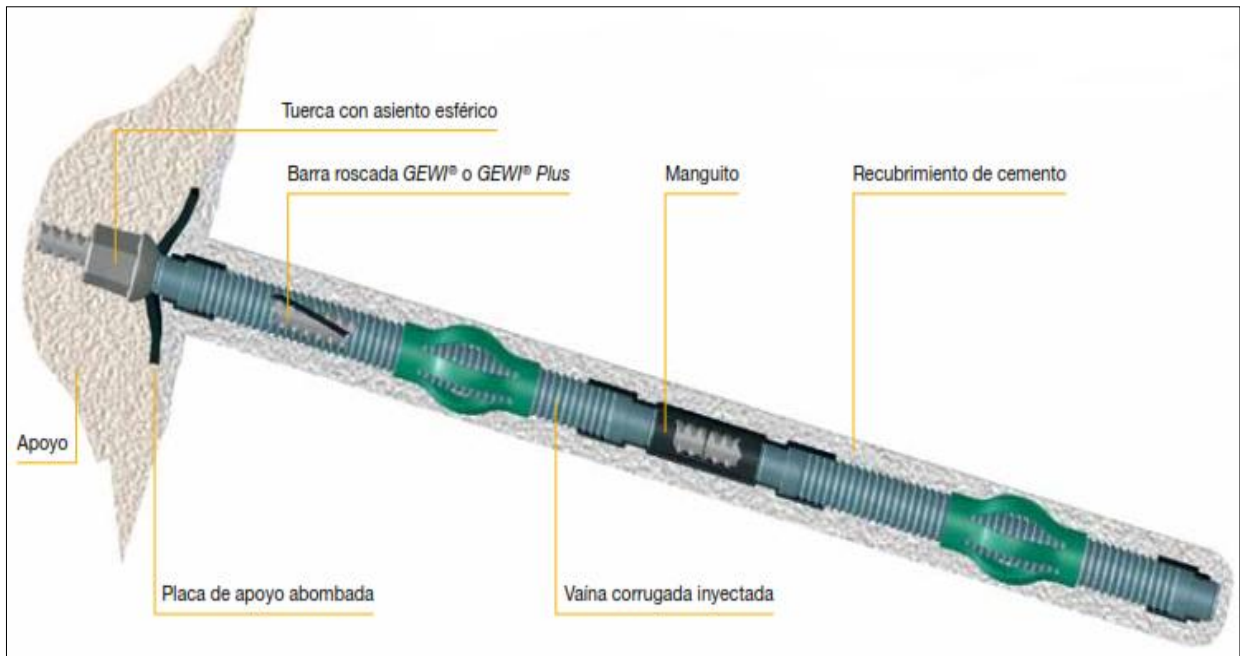


Figura D9. Bulones para suelos DYWIDAG.

(Fuente: DSI-Chile, 2014)

Aunque la selección de ellos debe verificarse, se ofrece como un bulón inicial como sigue de la tabla de bulones de anclajes para suelos GEWI.

Características generales:

- Designación: Bulón roscado S670.
- Material: Acero protegido a la corrosión.
- Durabilidad: 100 Años.
- Adaptabilidad: Diferentes superficies e inclinaciones.
- Relleno al hueco: Cemento común (lechada).

Características técnicas:

- Diámetro nominal (ϕ): 18 mm.
- Resistencia a la tracción ($f_{0,2k}/f_{tk}$): 670/800 N/mm².
- Sección (A): 254 mm².
- Carga al límite elástico (F_{yk}): 170 kN.
- Carga al límite de rotura (F_{tk}): 204 kN.

- Peso: 2.00 kg/m.
- Peso de la doble protección anticorrosiva: 5.4 kg/m.

ANEXO E: SUBDRENAJE DE PENETRACIÓN Y MANTO DE RECUBRIMIENTO.

Tal como se menciona en el cuerpo de la investigación, este apéndice entrega las recomendaciones de selección del subdrenaje horizontal en cuanto a su materialidad y forma de instalación, acudiendo a Suárez (2009b y 2001). Además, da la forma de implementación de los mantos de recubrimiento.

1. Subdrenaje de horizontal profundo

En cuanto a los parámetros a utilizar en subdrenajes de penetración profunda se pueden referir los siguientes puntos.

1.1 Tuberías utilizadas

Las tuberías pueden ser metálicas, polietileno o policloruro de vinilo (PVC), generalmente de 2” o 3”. En USA se utilizan generalmente de PVC calibre 80 de acuerdo a la norma ASTM D 1785. Con diámetro de 1,5” interno y 1,9” externo.

1.2 Ranuras del subdrén

Las tuberías se perforan con agujeros circulares o ranuras transversales. Los diámetros de las ranuras son de 5 a 1.5 (mm) con una densidad de 15 a 30 orificios por metro de tubería. Entre mayor sea la ranura el paso del agua se hace más fácil pero al mismo tiempo el paso de finos.

Para las ranuras Conforth (2005) citado por Suarez recomienda anchos de las perforaciones de 0,508 (mm), sin embargo el cuerpo de ingenieros de USA recomienda utilizar la expresión *Ec.(E1)*.

$$D_{85} > 1,2 * (\text{ancho de la ranura}) \quad \text{Ec.(E1)}$$

Si la composición del suelo corresponde a partículas muy finas se recomienda anchos de ranuras de 0,254 (mm).

Los cortes de la tubería se realizan solo en la mitad de la circunferencia la que instalará dejando dichas ranuras mirando hacia arriba.

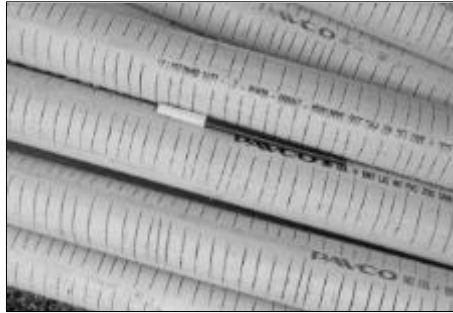


Figura E1. Ranuras cortadas manualmente para subdrenaje de penetración

(Fuente: Suarez, 2009b)

1.3 Salida y entrega del agua

En los subdrenes horizontales profundos se hace común diversas formas de falla mostrada en la Figura E2 debido el efecto del agua cercana y alrededor de la superficie del talud (Imágenes tomadas en ruta 160 Km. 70, 66 y 60). Esta disminuye la presión intersticial localmente de este, induciendo el desmorone local.

Suárez (2009b), comenta que algunas veces los subdrenajes se diseñan para que recolecten agua en el sector cercano a la punta interior y se inyectan con un impermeabilizante, la longitud restante del tubo. No obstante, como la tubería va a tener una profundidad máxima de tres metros, descrito como DSSRAP, se aconseja 0,5 (m) de tubería ranurada en la punta cercana a la roca subterránea y el resto de su largo son destinados como: 0,2 (m) como separador del tubo con las paredes de la perforación previa y toda la distancia faltante como adhesión de ella al suelo, con una lechada de hormigón.



Figura E2. Formas de falla subdrenaje horizontal
(Fuente: Propia)

La ilustración E3 entrega una aproximación general de la colocación de un subdrén de penetración.

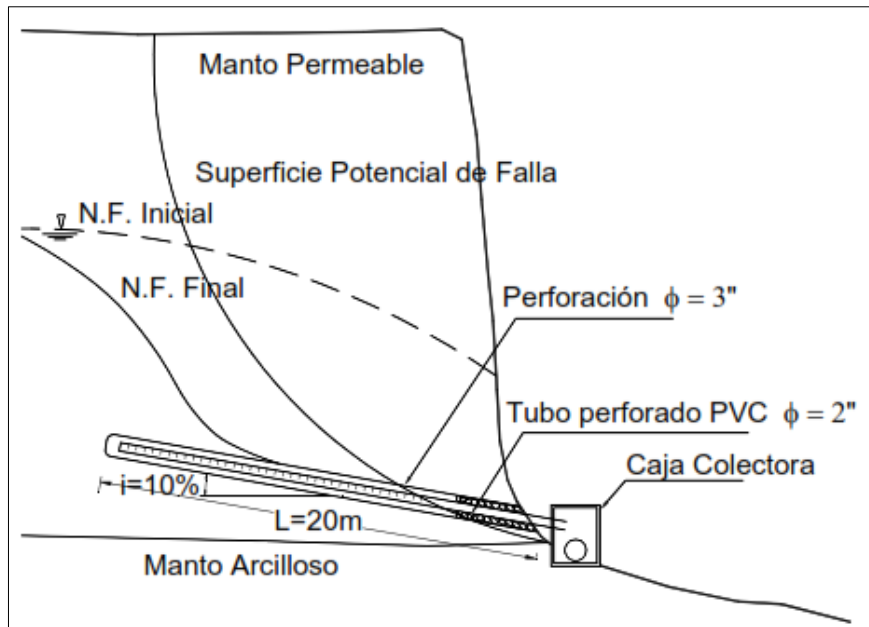


Figura E3. Esquema instalación general de subdrenaje de penetración
(Fuente: Suárez, 1998)

Por otro parte, en la Figura E4 se muestra el diseño del subdrén para captación de agua solo en la punta designado como profundo.

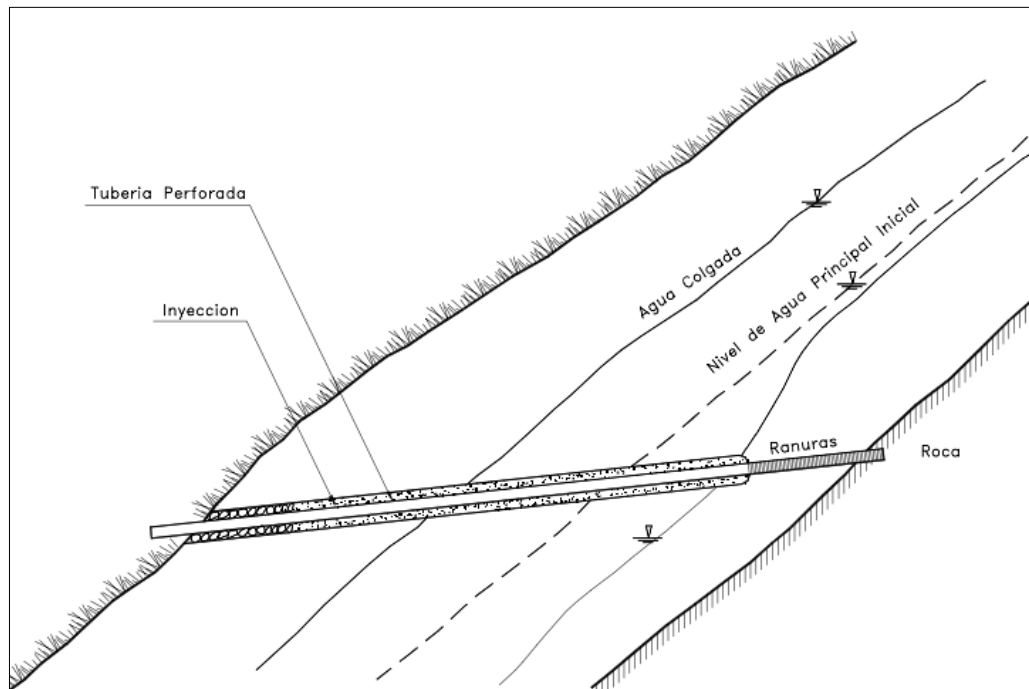


Figura E4. Esquema subdrén diseñado para captar solo en la punta
(Fuente: Suárez, 2009b)

Suárez (2009b) afirma que según las características del régimen de aguas subterráneas típicas, la capacidad máxima de abatimiento del nivel freático es de 5 (m), para subdrenajes.

1.4 Diseño de subdrenaje de penetración

Para el diseño según Suárez (2009b) se recomienda previamente un estudio geotécnico que determine las características del régimen de aguas subterráneas, afirmando que la capacidad máxima de abatimiento del nivel freático es de 5 (m). Además entrega la forma de realizar el dimensionamiento de este.

Es importante la construcción de piezómetros abiertos de control los cuales permiten medir el abatimiento del nivel del agua y entrega información sobre la necesidad o no, de colocar mas subdrenes.

1.4.1 Longitud

La longitud requerida se puede determinar dibujando una sección de un talud sobre una sección geológica. Los drenes deben instalarse de manera que abatan o eliminen el nivel de agua o la saturación por encima de la superficie potencial de falla. Para DSSRAP será determinada por la profundidad de su manto t . Entonces, la profundidad para el dren de los DSSRAP debe ser hasta alcanzar la roca, que según el tipo de movimiento no superará los tres metros.

1.4.2 Pendiente

La pendiente debe ser tal que, que al profundizar el dren no aumente a cotas por encima de la línea del nivel de agua. Las perforaciones se realizan con inclinación del 5% al 20% de la pendiente de inicio del talud.

1.4.3 Alineamiento

El alineamiento puede ser paralelo entre el grupo de subdrenaje de penetración o en forma de abanico con un punto común de salida.

1.4.4 Espaciamiento

Existen algunas metodologías para determinar el espaciamiento entre los cuales se encuentran los métodos de Choi (1997), Prellwitz (1978), Kenney (1977) y Long (1986). Todas ellas basados en los principios fundamentales del movimiento del agua en el suelo. Sin embargo tienen poca

aplicabilidad y no son de uso común por dejar de lado aspectos geológicos tratando además al suelo como un elemento homogéneo.

El espaciamiento entre subdrenajes depende de la permeabilidad de los materiales del suelo del talud. Los típicos son entre 1 a 5 metros y en suelos de baja permeabilidad entre 2,5 y 5 metros.

1.4.5 Perforación

El diámetro de las perforaciones aproximadamente es de 3 a 4 pulgadas dentro de la cual se colocan las tuberías perforadas (Suárez, 2009b).

Antes de la instalación del subdrén horizontal se hace una pre-perforación con un taladro con diámetros que oscilan entre 6,3 y 15 (cm) (IGME, 1987). La diferencia entre el diámetro exterior de la tubería y el de la perforación no debe ser menor a 2,54 (cm) (Suárez, 2009b).

Después de la instalación del subdrén se bombea una lechada de hormigón por fuera de la tubería que lo compone, para rellenar el orificio libre que queda y como sujeción al suelo del talud.

1.4.6 Mantenimiento

Como los subdrenajes de penetración en la mayoría de los casos no tienen material de filtro que impida la migración de finos. Es común que estos tapen el diámetro de la tubería, por lo que se recomienda mantención cada 5 años y a requerimiento, estas son:

- a) Limpieza de la tubería.
- b) Inyección de agua a presión para limpiar los orificios de drenaje.
- c) Remoción de especies vegetales en la salida del dren.

1.4.7 Lechada de relleno

Para rellenar la diferencia entre tubería y perforación este se realiza con lechada de relación agua/cemento 4/10 y 6/10 con el método por gravedad, con el fin de agregar adherencia suelo-subdrén (Suárez, 2009b).

1.4.8 Altura de instalación

Para un buen control del agua de descarga se recomienda la instalación a un metro de altura desde el pie de talud.

2. Manto de recubrimiento e instalación

Se utilizan para proteger la superficie del talud frente a la erosión, retiene las capas superficiales del terreno y favorecen el enraizamiento y desarrollo de la vegetación. Se utilizan en problemas de erosiones fuertes como por ejemplo taludes de pendientes altas.

Según López (2002), la instalación de los mantos deben incluir las siguientes operaciones:

- Anclaje de la manta a la cabeza del talud mediante una zanja de 20x20 o 30x30 (cm), se fija con una hilera de grapas separadas 0,5 (cm) al fondo de la misma.
- El desenrolle se realizará longitudinalmente, a lo largo del talud, sin tensar y procurando que esté en pleno contacto con el suelo, facilitando su adherencia y el crecimiento de las plantas a través de ella.
- Fijación mediante grapas adecuadas a la dureza o penetrabilidad del terreno.
- La ubicación del anclaje del manto es según su pendiente, esto es para pendientes de 45° como muestra la Figura E5.

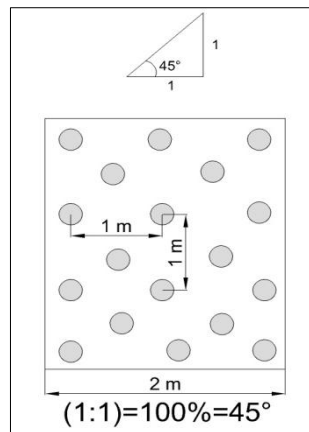


Figura E5. Anclaje de grapas según pendiente del terreno

(Fuente: López, 2002)

- Los solapes de las tiras serán como mínimo de 10(cm), tanto lateralmente como al principio y final de la manta, debiendo es este caso montar la manta remontante sobre la descendente y anclarlas mediante una hilera de grapas distantes no más de 50 (cm).
- Anclar las tiras de manta adyacentes al extremo sobre el extremo a una distancia máxima de 2 metros y mínima de 1 metro. (Figura E6).

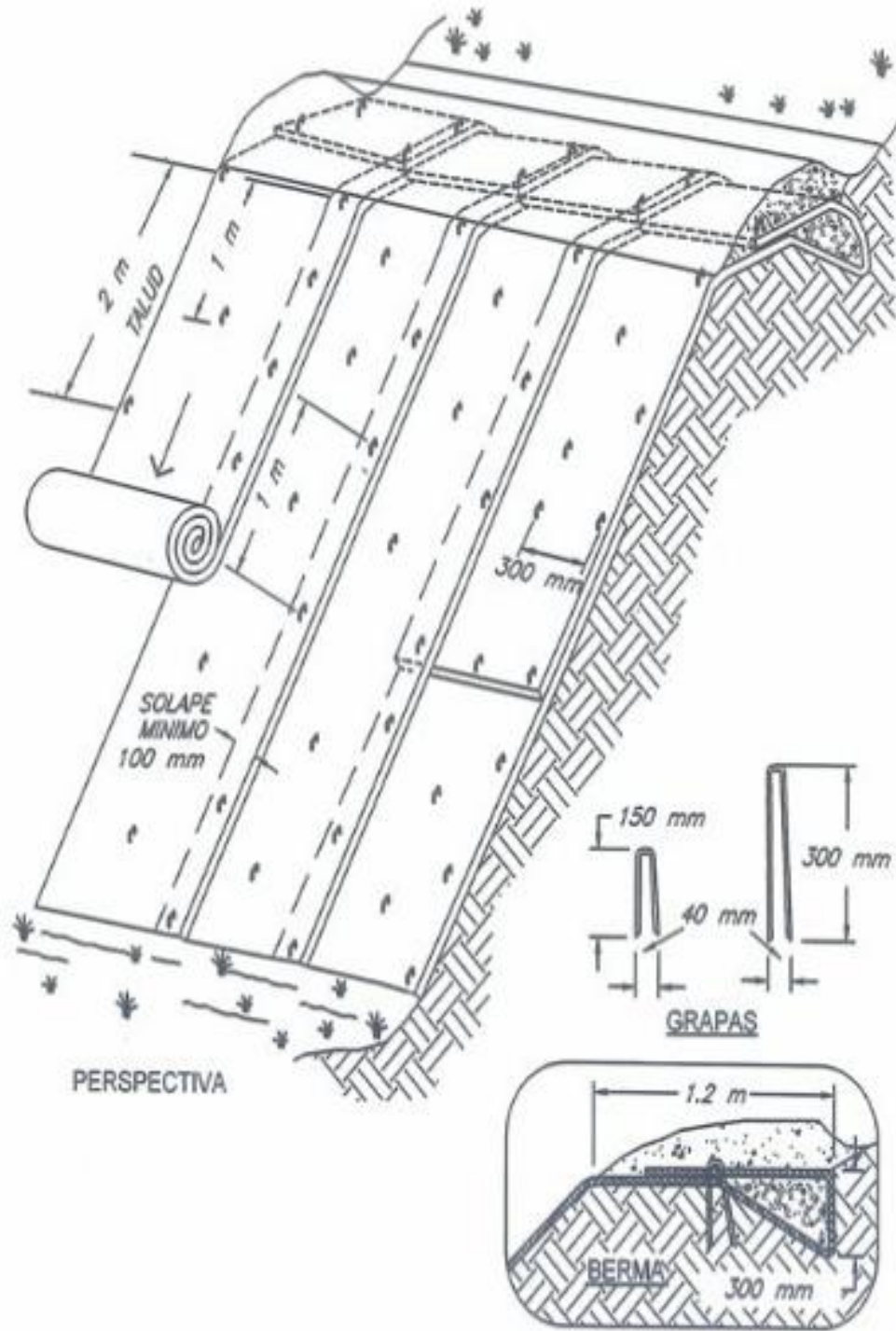


Figura E6. Esquema de instalación de mantas
(Fuente: López, 2002)