



**UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

Disertación previa a la obtención del título de Ingeniero Civil

**Estudio para la estabilización del talud del Km 13 al 15 de la Carretera
“Calderón – Guayllabamba”**

**Autor: Iván Patricio Monteros Sarsosa
Director: Ing. Juan Carlos Maldonado**

Quito, noviembre de 2012

DECLARACIÓN

Yo, **Iván Patricio Monteros Sarsosa**, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido presentado anteriormente para ningún grado o calificación profesional y, que se ha consultado la bibliografía detallada.

Cedo mis derechos de propiedad intelectual a la Universidad Internacional del Ecuador, sin restricción de ningún género o especial.



Iván Monteros Sarsosa

CERTIFICACIÓN

Yo, Ingeniero **Juan Carlos Maldonado**, certifico que conozco al autor del presente trabajo siendo responsable exclusivo tanto en su originalidad, autenticidad, como en su contenido.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Juan Carlos Maldonado', is written over a horizontal line.

Ing. Juan Carlos Maldonado
DIRECTOR DE TESIS

AGRADECIMIENTOS:

Agradezco a Dios por haberme permitido culminar con éxito esta meta en mi vida.

A mi familia por todo el apoyo, así como a los amigos que estuvieron a mi lado.

A todos mis profesores que con su conocimiento me han guiado hasta aquí y con su amistad y confianza siguen contribuyendo a mi crecimiento.

Un profundo y sincero agradecimiento a mi director de tesis que con su ayuda y profesionalismo me ayudo a desarrollar este proyecto de titulación.

Al Departamento Técnico de la Concesionaria Panamericana Vial por haber sido participe en este importante trabajo.

DEDICATORIA:

*A mis hijos
Andrés Sebastián y Juan David, con todo
el amor del mundo esto es para ustedes.*

Índice general de contenidos

DECLARACIÓN	ii
CERTIFICACIÓN	iii
AGRADECIMIENTOS:	iv
DEDICATORIA:.....	v
Índice general de contenidos.....	vi
Índice de Ilustraciones.....	x
Índice de Tablas	xii
Índice de Anexos.....	xiii
Resumen.....	xiv
Abstract.....	xv
Introducción.....	xvi
CAPÍTULO I	1
1 EL PROBLEMA.....	1
1.1 EL OBJETO DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.4 SISTEMATIZACIÓN.....	2
1.5 OBJETIVOS GENERAL Y ESPECÍFICOS.....	2
1.5.1 Objetivo General.....	2
1.5.2 Objetivos Específicos	2
1.6 JUSTIFICACIÓN	3
1.6.1 Justificación Teórica	3
1.6.2 Justificación Práctica	3
1.6.3 Justificación Relevancia Social.....	3
1.7 IDEA A DEFENDER.....	4
1.7.1 Idea a defender.....	4
1.7.2 Variable Independiente.....	5
1.7.3 Variable Dependiente	5
CAPÍTULO II	6
2 EL MARCO REFERENCIAL	6
2.1 MARCO REFERENCIAL.....	6

2.1.1	Antecedentes.....	6
2.1.2	Descripción de la ruta.....	7
2.2	MARCO GEOLOGICO.....	7
2.2.1	Geología de la zona.....	7
2.2.2	Geomorfología.....	8
2.2.3	Estructura.....	10
2.2.4	Estratigrafía y litología.....	11
2.2.5	Zonificación geotécnica.....	11
2.3	MARCO TEÓRICO.....	13
2.3.1	Tipos y desarrollo de movimientos en taludes.....	15
2.3.2	Influencia del tipo de materiales.....	15
2.3.3	Tipos de movimientos.....	18
2.3.3.1	Desprendimientos o caídas.....	19
2.3.3.2	Vuelcos.....	20
2.3.3.3	Deslizamientos.....	21
2.3.3.4	Flujos.....	23
2.4	ALTERNATIVAS PARA RECUBRIMIENTOS DE TALUDES.....	26
2.4.1	Hormigón lanzado.....	26
2.4.1.1	Métodos de aplicación del hormigón lanzado.....	27
2.4.1.2	Análisis de muros anclados de concreto lanzado.....	29
2.4.2	Revegetación.....	71
2.4.2.1	Modificación de las propiedades mecánicas.....	74
2.4.2.2	Modificación del régimen de circulación del viento y protección frente a su capacidad de erosión.....	78
2.4.2.3	Selección de las especies adecuadas.....	78
2.4.2.4	Técnicas de revegetación.....	79
2.4.2.5	Componentes de la siembra e hidrosiembra.....	85
2.4.3	Geosintéticos.....	88
2.4.3.1	Tipos de geosintéticos.....	90
2.4.3.2	Normas para el uso de geosintéticos.....	94
2.4.3.3	Modelos físicos de funcionamiento del sistema.....	96
2.5	MARCO CONCEPTUAL.....	99

2.6	FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	100
CAPÍTULO III		101
3	INVESTIGACIÓN DE DETALLE	101
3.1	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE MATERIALES.....	101
3.1.1	Introducción	101
3.1.2	Alcance del trabajo	101
3.1.3	Objetivos generales	101
3.1.4	Objetivos específicos.....	101
3.1.5	Metodología	102
3.1.6	Ubicación.....	102
3.1.7	Generalidades de la ubicación	103
3.1.8	Geomorfología	103
3.1.9	Hidrogeología	104
3.1.10	Geología regional	104
3.1.11	Geología local	104
3.1.12	Geología estructural	105
3.1.13	Litología.....	105
3.1.14	Conclusiones.....	105
3.2	TOPOGRAFÍA.....	106
3.3	RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	108
3.4	MECÁNICA DE SUELOS.....	110
3.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	110
3.5.1	Hipótesis básicas del análisis	111
3.5.2	Cálculo de los factores de seguridad.....	113
3.6	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN	114
3.6.1	Hidrosiembra	115
3.6.2	Revestimiento de concreto lanzado.....	117
3.6.3	Refuerzo con geosintéticos	120
3.7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	123
3.7.1	Conclusiones	123
3.7.2	Recomendaciones	124
CAPÍTULO IV		125

4	PROPUESTA DE LA INVESTIGACIÓN.....	125
4.1	CONSIDERACIONES INICIALES.....	125
4.2	DISEÑO PRELIMINAR.....	128
4.3	DISEÑO FINAL	132
4.3.1	Modos de falla externos.....	132
4.3.1.1	Estabilidad global.....	132
4.3.1.2	Estabilidad ante deslizamiento.....	132
4.3.2	Estabilidad ante capacidad de carga.....	136
4.3.3	Modos de Falla Internos	136
4.3.4	Modos de falla de la pantalla del muro	136
4.3.4.1	Falla por flexión de la placa de hormigón lanzado	137
4.3.4.2	Falla por punzonamiento de la pantalla del muro.....	140
4.3.4.3	Estimación de deformaciones máximas en el muro	141
4.3.5	Diseño de la mezcla	143
4.4	RESUMEN DEL DISEÑO.....	145
4.5	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	147
4.5.1	Excavación	147
4.5.2	Perforación del terreno	148
4.5.3	Instalación de los anclajes.....	149
4.5.4	Drenajes del muro	150
4.5.5	Armado de la pantalla del muro.....	150
4.5.6	Aplicación del concreto lanzado	151
4.5.7	Refuerzo Anclaje – Muro	151
	CAPÍTULO V	152
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	152
5.1	CONCLUSIONES.....	152
5.2	RECOMENDACIONES	154
5.3	BIBLIOGRAFÍA	156
	ANEXOS	157

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1.- Mecanismos de desprendimiento y colapso	19
Ilustración 2.- Mecanismos de vuelco	20
Ilustración 3.- Tipos de deslizamiento	21
Ilustración 4.- Movimientos de flujo	23
Ilustración 5.- Análisis simplificado de estabilidad global con una superficie unilinear plana	39
Ilustración 6.- Estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado.....	42
Ilustración 7.- Análisis de capacidad de carga	45
Ilustración 8.- Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje.....	53
Ilustración 9.- Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje.....	55
Ilustración 10.- Distribución simplificada de la fuerza de tensión del anclaje	56
Ilustración 11.- Localización esquemática de las fuerzas de tensión máximas	57
Ilustración 12.- Falla por flexión progresiva en revestimiento del muro.....	59
Ilustración 13.- Geometría usada en el modo de falla por flexión.....	62
Ilustración 14.- Presión del suelo en la cabeza del anclaje	63
Ilustración 15.- Distribución de la presión del suelo detrás del revestimiento	64
Ilustración 16.- Falla de corte por punzonamiento.....	67
Ilustración 17.- Estabilización de taludes utilizando vegetación	71
Ilustración 18.- Refuerzo por raíces	76
Ilustración 19.- Tipos de unión en geotextiles no tejidos	91
Ilustración 20.- Tipos de tejido de geotextiles.....	92
Ilustración 21.- Geomallas de refuerzo.....	93
Ilustración 22.- Procedimiento de instalación de mantos para control de erosión	94
Ilustración 23.- Esquema modelo puntual	96
Ilustración 24.- Esquema de modelo unidireccional	98
Ilustración 25.- Perfil topográfico simplificado (Fuente: Panavial S.A.)	111
Ilustración 26.- Norma ecuatoriana de la construcción 2011 – Capítulo 2	112
Ilustración 27.- Análisis de condición estática	113
Ilustración 28.- Análisis de condición seudoestática	114
Ilustración 29.- Funcionamiento del Concreto Lanzado	118

Ilustración 30.- Tipos de Anclajes (nails).....	119
Ilustración 31.- Método de protección con geosintéticos.....	121
Ilustración 32.- Instalación de geosintéticos en taludes	121
Ilustración 33.- Sistema combinado de geosintéticos e hidrosiembra	122
Ilustración 34.- Distribución de anclajes	126
Ilustración 35.- Análisis Seudoestático con anclajes	132
Ilustración 36.- Análisis estabilidad	133
Ilustración 37.- Deformación muro claveteado de concreto lanzado	141
Ilustración 38.- Método de aplicación Vía Húmeda	143
Ilustración 39.- Procedimiento constructivo muro de concreto lanzado.....	147
Ilustración 40.- Aplicación concreto lanzado	151

Índice de Tablas

Tabla 1.- Pasos para el diseño de muros anclados de concreto lanzado	30
Tabla 2.- Valores para $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 0^\circ$	31
Tabla 3.- Valores para $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 10^\circ$	32
Tabla 4.- Valores para $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 0^\circ$	33
Tabla 5.- Valores para $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 10^\circ$	34
Tabla 6.- Factor de corrección C_{1L} y C_{1F}	35
Tabla 7.- Factores de seguridad mínimos recomendados para clavos	37
Tabla 8.- Coeficiente total de presión activa (a) para talud horizontal.....	50
Tabla 9.- Coeficiente total de presión activa (b) para talud no-horizontal.....	51
Tabla 10.- Succión del suelo en función de la precipitación	83
Tabla 11.- Gráfico para la estimación del coeficiente K	83
Tabla 12.- Valores del coeficiente de longitud de taludes	84
Tabla 13.- Algunas características de las fibras sintéticas	88
Tabla 14.- Diseño geométrico de taludes	106
Tabla 15.- Alcance Informe de Ingeniería	110
Tabla 16.- Ventajas y desventajas de los diversos tipos de planta	117
Tabla 17.- Estimación resistencia de adherencia última de los anclajes en suelo y rocas, para diferentes métodos de perforación	127
Tabla 18.- Diámetros nominales – Andec	131
Tabla 19.- Secciones malla electrosoldada - Catálogo Ideal Alambrec.....	138
Tabla 20.- Factores CF	139
Tabla 21.- Valores de $(\delta h/H)_i$ y C en función de la condición del suelo.....	142
Tabla 22.- Límites de gradación para combinación de agregados	144
Tabla 23.- Diseño de la mezcla	145

Índice de Anexos

Anexo No. 1 - Mapa geológico del área	158
Anexo No. 2 - Mapa geológico y geotécnico kilométrico	159
Anexo No. 3 - Litología del área	160
Anexo No. 4 - Perfiles topográficos transversales.....	161
Anexo No. 5 - Ensayos de laboratorio.....	162
Anexo No. 6 – Análisis Estático y Seudoestático	163
Anexo No. 7 – Especificaciones Geosintéticos y Geomantas	164
Anexo No. 8 – Guía de concreto Lanzado ACI 506 R	165
Anexo No. 9 – Plano de Detalle	166

Resumen

Se estudió la estabilidad del talud considerando las condiciones del tipo de suelo, para ello se realizó una caracterización geotécnica del sector. Se analizaron los agentes externos e internos que afectan dicha estabilidad, los que permitieron determinar cuáles son las causas de los microdeslizamientos. Además se obtuvo un perfil topográfico simplificado y con el resultado de su análisis se verificó el factor de seguridad para la condición de estabilidad bajo la modalidad de equilibrio límite. En base a este análisis, el documento hace una revisión de las posibles alternativas aplicables para controlar la erosión del talud considerando las ventajas y desventajas de los mismos para el posterior diseño de la solución técnica apropiada.

Abstract

The stability of the slope considering the conditions of soil type, for that purpose a geotechnical characterization of the sector. We analyzed the internal and external agents that affect this stability, which allowed to determine what causes the micro landslides. Also gave a simplified topographic profile and the result of their analysis was verified the safety factor for the stability condition in the form of limit equilibrium. Based on this analysis, the paper reviews the possible alternatives applicable to control erosion of the slope considering the advantages and disadvantages of the same for the subsequent design of appropriate technical solution.

Introducción

La Concesionaria Panavial tiene como objetivo principal mantener la carretera Panamericana en perfecto estado con los estándares de seguridad que brinden comodidad a los usuarios de esta vía.

La ampliación a cuatro carriles de la carretera “Calderón – Guayllabamba” se encuentra dentro de la vía colectora E28B y se enlaza posteriormente al corredor E35 que es una de las principales rutas de producción y turismo de nuestro país.

El talud del Km 14+860 se ha visto afectado por problemas de estabilidad como consecuencia del movimiento de tierras y especialmente por la acción del viento sobre la superficie del talud, esto sumado a la escorrentía superficial por efecto de las lluvias y las vibraciones causadas por el tránsito hacen que el material que conforma el talud se vuelva deleznable lo que podría ocasionar accidentes en el tránsito vehicular.

La falta de protección del talud produce su deterioro, lo que podría traducirse en la afectación del plano de falla que traería consigo deslizamientos importantes, con una alta probabilidad de pérdidas humanas y económicas.

El presente documento comprende la verificación del diseño geométrico del talud mediante la caracterización geotécnica del tipo de suelo que se encuentra en el lugar y un estudio de suelos que permite obtener sus propiedades físicas. El análisis basado en el principio de equilibrio límite permite comprobar que el talud está cercano a su ángulo de reposo. Sin embargo aunque esta condición se cumpla, debido a los agentes erosivos del sector y el tipo de suelo, es necesaria una protección de la superficie expuesta del talud.

Para el revestimiento se analizaron tres alternativas: 1) un sistema basado en un proceso de revegetación del talud por hidrosiembra, 2) un revestimiento de geosintéticos anclados al talud y 3) el sistema de concreto lanzado.

Después del análisis realizado en base a la factibilidad y tiempo de ejecución de los trabajos se recomienda el sistema de concreto lanzado, debido a que es un revestimiento que incrementa la seguridad del talud, tiene una alta durabilidad y requiere de un mínimo mantenimiento.

Este trabajo investigativo está estructurado fundamentalmente por los siguientes temas relevantes:

Capítulo I. El Problema: Objeto de la investigación, Problematización, Objetivos, Justificación, Idea a defender, Variables.

Capítulo II. Marco Referencial, Marco Geológico, Marco Teórico, Marco Conceptual.

Capítulo III. Investigación de detalle: Caracterización Geotécnica, Topografía, Reconocimiento de Campo, Mecánica de Suelos, Análisis de Estabilidad, Análisis de Alternativas de Estabilización, Conclusiones y Recomendaciones de la Investigación.

Capítulo IV. Propuesta de la Investigación para la Estabilización del Talud ubicado en la vía Calderón – Guayllabamba.

Capítulo V. Conclusiones, recomendaciones, Bibliografía, Anexos.

CAPÍTULO I

1 EL PROBLEMA

1.1 EL OBJETO DE INVESTIGACIÓN

Analizar las diferentes alternativas para estabilizar el talud entre las abscisas 13 a 15 de la vía Calderón - Guayllabamba, que actualmente se encuentra ampliando la empresa Panavial, evaluando su factibilidad y entonces plantear una alternativa que beneficie a los usuarios de la vía y moradores de este sector.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El movimiento de tierras en la construcción de la Ampliación a 4 carriles de la carretera "Calderón - Guayllabamba" genera a lo largo de ella superficies expuestas de suelo que inicialmente están desprovistas de vegetación. En estos terrenos el viento actúa como un agente que acarrea grandes cantidades de polvo y arena a los sectores aledaños.

Actualmente en el talud comprendido entre los Km. 13 y Km. 15 el diseño geométrico de corte no resulta suficiente para garantizar su estabilidad por el tipo de suelo encontrado en este sector. Por lo que es altamente vulnerable a la erosión eólica lo que está ocasionando contaminación al ambiente, problemas respiratorios a los moradores del sector y deslizamientos permanentes de material que caen a la vía interrumpiendo el tráfico. A causa de este fenómeno el acarreo del material obstruye el sistema de drenaje con lo que las aguas no fluyen libremente pudiendo esto provocar socavamientos en otros sectores de la vía lo que originaría serios problemas a esta importante carretera del país.

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué efecto tendrá la protección del talud entre el kilómetro 13 al 15 de la vía Calderón – Guayllabamba para controlar su inestabilidad y evitar deslizamientos de tierra?

1.4 SISTEMATIZACIÓN

¿Cuál es el tipo de suelo del sector?

¿Por qué se produce la inestabilidad del talud?

¿Cuáles son los efectos de un posible colapso de las superficies expuestas?

¿Qué alternativas pueden dar solución al problema de inestabilidad?

¿Qué factores se deben considerar para escoger la solución apropiada para este caso particular?

1.5 OBJETIVOS GENERAL Y ESPECÍFICOS

1.5.1 Objetivo General

Plantear alternativas para estabilizar el talud del Km. 13 al Km. 15 de la carretera "Calderón - Guayllabamba", mediante el análisis de las propiedades del suelo y diseño geométrico del talud existente, para determinar la adecuada protección y así evitar deslizamientos de material a la vía.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Recopilar la información necesaria para el análisis de la estabilidad del talud.
- Determinar las alternativas posibles para la estabilidad del talud.
- Analizar la factibilidad de las alternativas.
- Proponer la alternativa adecuada para la estabilidad del talud Km. 13 al Km. 15.

1.6 JUSTIFICACIÓN

1.6.1 Justificación Teórica

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Generalmente los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención.

Schuster y Kockelman (1996)¹ proponen una serie de principios generales y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento utilizando sistemas de prevención, los cuales requieren de políticas de Estado y de colaboración y conciencia de las comunidades.

Sin embargo la eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos o deslizamientos activos.

1.6.2 Justificación Práctica

El desarrollo de este proyecto de investigación es de interés para la Concesionaria Panavial que busca seguir atendiendo las necesidades de los usuarios de las vías concesionadas como parte del modelo que promueve el Estado Ecuatoriano.

1.6.3 Justificación Relevancia Social

La ampliación de la carretera Calderón – Guayllabamba de 2 a 4 carriles forma parte del proyecto del modelo de concesión que fomenta el Ministerio de Transporte y Obras Públicas con el fin de mejorar la capacidad y el nivel de servicio que imponen las condiciones de tráfico a los usuarios.

¹ SHUSTER, RL – KOCKELMAN, JW - Deslizamientos: Investigación y Mitigación. Washington 1996

Luego de realizar el movimiento de tierras del tramo ubicado entre los kilómetros 13 al 15 se puede observar comúnmente deslizamientos de tierras y contaminación por polvo debido a la inestabilidad del talud.

El efecto del viento causa deformaciones y pérdida de finos que desestabiliza el talud, por lo que es necesario buscar alternativas de solución prácticas que controlen adecuadamente la erosión eólica que actualmente ocurre en el sector y así generar una superficie de suelo estable que evite el deslizamiento permanente de material a la vía.

Se debe considerar además que las épocas de verano e invierno pueden degradar las propiedades mecánicas del suelo a partir de su superficie por diferentes procesos como pérdida de humedad, saturación y meteorización, contribuyendo a la inestabilidad.

El presente proyecto propondrá una alternativa para la protección de la cara expuesta del talud para evitar el deslizamiento de tierras en el tramo mencionado con la finalidad de controlar su erosión y así disminuir el riesgo debido a una amenaza natural que afecta a la normal circulación del alto tráfico existente en este tramo importante de la infraestructura vial.

El impacto ambiental que generan las actividades de construcción y en especial la construcción de carreteras se verá reducido mediante un óptimo control de la erosión del talud que evitará la contaminación visual y del aire, este último gran causante de enfermedades respiratorias.

1.7 IDEA A DEFENDER

1.7.1 Idea a defender

El diseño de una alternativa para la estabilidad de taludes permitirá la normal circulación de los vehículos que transitan por esta carretera y contribuirá a proteger el medio ambiente.

1.7.2 Variable Independiente

- Tipo de suelo
- Altura e inclinación del talud

1.7.3 Variable Dependiente

- Tipos de revestimiento

CAPÍTULO II

2 EL MARCO REFERENCIAL

2.1 MARCO REFERENCIAL

2.1.1 Antecedentes

El Consorcio PANAVIAL fue seleccionado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas para que opere bajo la modalidad de concesión varios tramos de la Carretera Panamericana. Uno de los tramos es el que parte de la población de Calderón al norte de la ciudad de Quito, pasa por el bypass de Guayllabamba y termina en la bifurcación que canaliza el tráfico hacia Tabacundo o Cayambe.

Esta vía se desarrolla en 18.24 kilómetros de longitud y actualmente se encuentra en ampliación a fin de mejorar la capacidad y el nivel de servicio que imponen las condiciones de tráfico.

Sin embargo los trabajos ejecutados en los kilómetros 13 al 15 se ven afectados por continuos micro deslizamientos, por lo que es necesario tomar medidas para mitigar este problema y así garantizar el nivel de servicio de la carretera, procurando mantener un equilibrio con el medio ambiente sin alterar el tránsito normal de los moradores y vehículos.

La carretera se desarrolla en una zona con un clima ecuatorial mesotérmico seco, con temperaturas medias anuales de alrededor de 19 grados centígrados. La cantidad de lluvia medida varía entre menos de 500 a 800 mm para años normales y muy lluviosos, respectivamente. Las lluvias se presentan con cierta irregularidad, siendo los meses más húmedos entre febrero a mayo y un periodo seco entre junio a diciembre.

2.1.2 Descripción de la ruta

El tramo en estudio se desarrolla por los costados del cañón del río Guayllabamba en su primera mitad, y en la meseta del mismo nombre en su tramo final. La morfología de la zona es abrupta y con pendientes laterales altas en el cañón y presenta un relieve muy suave, casi plano, luego de la Y de Guayllabamba, en la parte final del trazado. La traza de la vía es atravesada en sentido perpendicular a la carretera por quebradillas de curso irregular, no uniforme, que en algunos casos han formado cárcavas de erosión de algunos metros de profundidad. La carretera cruza los ríos Guayllabamba y Coyago en las abscisas 11+700 y 16+650, respectivamente.

El tramo soporta un tráfico vehicular importante, con valores del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) de 10.600 vehículos por día, con un alto porcentaje de camiones pesados y remolques. En aquellos sitios en donde la pendiente de la vía es alta se presentan zonas conflictivas por la velocidad relativa del tráfico pesado, que en la cuesta no supera los 40 km/h. Si bien en general el trazado de la vía es adecuado, existen curvas de retorno con escasa visibilidad, que impiden el rebasamiento, lo que genera congestión y numerosos accidentes. Todos estos inconvenientes quedarán superados con la ampliación propuesta.

2.2 MARCO GEOLOGICO²

2.2.1 Geología de la zona

El estudio geológico establece que en la zona se encuentran materiales correspondientes a las Formaciones: San Miguel, Guayllabamba, Chiche y Cangahua; depósitos coluviales y depósitos recientes del Cuaternario. La carretera se desarrolla por el cañón que forma el río Guayllabamba antes de la salida de la depresión interandina, zona que ha sido afectada por numerosos eventos de origen volcánico y fenómenos erosivos intensos.

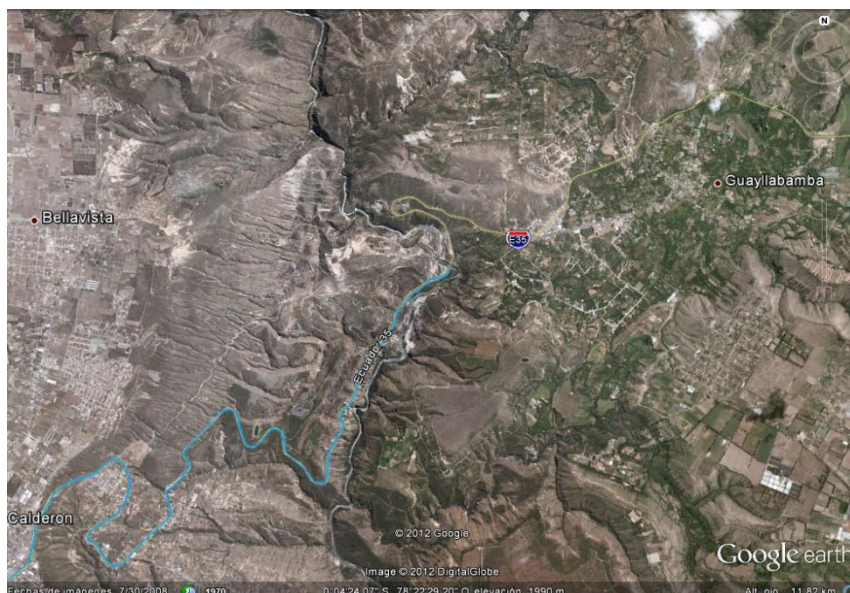
² CONSESIONARIA PANAMERICANA VIAL – PANAVIAL S.A. Informe de Ingeniería Ampliación de la Carretera “Calderón – Guayllabamba”. Astec 2009

La zona corresponde a la depresión tectónica de Guayllabamba y presenta una geología muy compleja, con fenómenos tectónicos de importancia. Fallas y otros rasgos estructurales han sido identificados en la zona de influencia de la vía, como se menciona más adelante.

La actividad del río se manifiesta por depósitos aluviales recientes y terrazas relicticas a diferente altura y la topografía abrupta dominante facilita la presencia de depósitos coluviales. Existen, además, indicios de deslizamientos masivos importantes por los que atraviesa la carretera.

2.2.2 Geomorfología

El corredor vial, que se examina en este estudio, enlaza dos terrenos planos separados por un profundo valle. El clima en toda esta área es cálido y seco, la vegetación es arbustiva, propia de climas semidesérticos. La vía desciende desde la meseta de Calderón hacia el río Guayllabamba, serpenteando por sus secas laderas y, luego de cruzar el río, asciende rápidamente por la ladera hacia la cálida meseta plana del mismo nombre.



Fotografía 1.- Implantación general (Google Earth)

Existe un contraste entre el relieve de meseta a la derecha del río Guayllabamba y el relieve altamente disectado del costado opuesto, donde las capas de la formación Chiche están casi ausentes. La mencionada meseta está formada por capas subhorizontales de las formaciones Chiche - Cangagua y forman escarpadas laderas en sus bordes (zona de Pilcheurcu), en tanto que la zona derecha del valle contiene el gigantesco flujo piroclástico Guayllabamba (en tonos más oscuros en la imagen), el que sobreyace a la bien estratificada formación San Miguel, inclinada 20 a 30 grados al Este y que aparece en tonos claros de color habano en la imagen (zona de Gualaguincha). La depresión plana de Guayllabamba luce verde y fresca por estar sobre depósitos fluvio lacustres recientes y someros que conservan la humedad local y la vegetación. (Véase el Mapa Geológico de esta Área en el anexo 1).

El sistema hídrico del río Guayllabamba, en combinación con las rupturas tectónicas del terreno interandino, ha exhumado gigantescos depósitos granulares de origen volcánico, que ahora están expuestos en ambas laderas del valle del río Guayllabamba.

La red hidrográfica de la cuenca alta del río Guayllabamba disecta la extensa meseta plana del valle de Tumbaco, formando estrechos cañones fluviales con paredes muy abruptas. Ya a la altura del proyecto vial que se examina, el río Guayllabamba profundiza su excavación y el valle se amplía, mostrando varios niveles de erosión infrayacentes a las capas de la meseta.

El terreno que queda entre la bajada de Calderón y el puente sobre el río Guayllabamba presenta un relieve en escalones, los cuales reflejan profundas rupturas del terreno que fueron causados por los empujes de la orogenia andina.

En esta área dominan los procesos erosivos. Estos procesos son particularmente activos con las dispersas pero intensas lluvias que caen en invierno, provocando rápida y abundante erosión linear en los taludes de la vía, sobre todo en el área donde aflora el flujo piroclástico Guayllabamba. La deforestación de las laderas,

por la apertura de caminos de acceso a las canteras del área, incrementa sustancialmente la vulnerabilidad a la erosión de estos suelos.

El terreno entre el puente actual hasta un poco antes de la entrada a la población de Guayllabamba está formado principalmente por materiales deleznable y de fácil erosión. Entre ellos hay masas deslizadas en tiempos remotos, con niveles de material granular muy deleznable. También hay depósitos coluviales de pie de monte con materiales poco consolidados.

El terreno de la planicie de Guayllabamba contiene extensas terrazas fluvio lacustres con materiales finogranulares no consolidados. En este terreno la vía corta, en unos pocos tramos, las colinas de material estratificado blando de la formación San Miguel.

2.2.3 Estructura

Guayllabamba está dentro de la depresión tectónica interandina. Las fases orogénicas andinas, los esfuerzos tectónicos extensivos y distensivos y el volcanismo periférico al graben interandino han configurado un patrón estructural complejo en el área. Fallas de empuje y fallas gravitacionales se conjugan en este patrón. Se han detectado señales de movimiento dextral de los sistemas de fallas de rumbo andino. Algunas de ellas se han reactivado intermitentemente en diferentes tiempos geológicos y son fuente de sismicidad local.

La depresión tectónica del Guayllabamba ha sido producida por procesos de distensión local o alivio de los esfuerzos de empuje que levantaban Los Andes. Esto ha producido asentamientos de grandes masas geológicas en el lugar. Los procesos erosivos luego han exhumado estos terrenos exponiéndolos a la observación geológica actual.

Este diastrofismo ha deformado y roto los paquetes vulcano sedimentarios que se habían depositado en la cuenca interandina de Guayllabamba y que se describen brevemente más adelante.

2.2.4 Estratigrafía y litología

En este apartado se describen las unidades geológicas involucradas en el corredor vial desde el punto de vista de su estratigrafía y composición litológica. Estas unidades corresponden a la parte superior de la columna estratigráfica del terciario superior, que se encuentra en la cuenca interandina central en la hoya del Guayllabamba.

La cuenca geológica de Guayllabamba recibió productos de actividad volcánica durante los periodos Mioceno, Oligoceno y Plioceno en el Terciario Superior y también en los periodos Pleistoceno y Holoceno en el Cuaternario. Estos productos volcánicos han conformado en la región una gruesa pila vulcano sedimentaria. Las formaciones y miembros de esta serie estratigráfica muestran facies que revelan que los productos volcánicos se depositaron en ambientes combinados subaéreos, fluviales y lagunares.

Las unidades estratigráficas involucradas en el corredor vial, desde la más antigua a la más reciente fueron depositadas en el área durante el Cuaternario, desde el Pleistoceno inferior hasta el Holoceno.

2.2.5 Zonificación geotécnica

Con el propósito de analizar los materiales del corredor vial se los agrupa en conjuntos litológicos geotécnicamente homogéneos, tomando en cuenta su semejanza litológica, estratigráfica y estructural, así como sus propiedades geomecánicas y su similar comportamiento hidrogeológico. Del análisis de estas unidades geotécnicas se obtienen parámetros generales para el diseño de taludes, rellenos y drenajes y se proponen medidas de mitigación de riesgos y

estabilización de los distintos tramos del corredor vial. Para observar la distribución de estas unidades en el corredor vial véase el mapa geológico general y los mapas geológicos geotécnicos kilométricos del anexo No. 2 respectivos.



Fotografía 2.- Formación Chiche Superior. Estratos horizontales de arenas y tobas blancas (Informe Ingeniería Ampliación Calderón – Guayllabamba - Panavial S.A.)

Condición y comportamiento geohidrológico de los materiales: Las capas de la secuencia Chiche expuesta en la vía por lo general se presentan secas, porosas y permeables. Los taludes excavados en esta unidad se debilitan fácilmente debido a la vulnerabilidad a la erosión eólica de los niveles arenosos y pumítico.



Fotografía 3.- Corte en las capas superiores de la Formación Chiche (Informe Ingeniería Ampliación Calderón – Guayllabamba - Panavial S.A.)

Medidas de Estabilización: Los taludes cortados en estas series se estabilizan bien si se confinan los niveles deleznableles usando técnicas de confinamiento, como los calces con ladrillo, adobe, y/o mortero de cemento.

2.3 MARCO TEÓRICO

Los problemas de estabilidad de taludes, tanto naturales como los contruidos por el hombre, han sido objeto de análisis en distintos ámbitos de la actividad humana en especial en el de ingeniería civil.

El gran volumen de construcción lineal hace necesario alterar constantemente la superficie natural del terreno, siendo un rubro común de construcción la excavación en suelo así como el relleno, que dan lugar a superficies creadas de manera artificial.

En el diseño de taludes la mayoría de los esfuerzos se centran en el análisis de su estabilidad, tanto a corto como a largo plazo. Dicha estabilidad se contempla desde varios puntos de vista como posibles roturas globales en las que se vea involucrado todo el talud, posibles roturas profundas a través del talud y posibles deslizamientos superficiales.

Los movimientos que tienen o pueden tener lugar en los taludes se corresponden con procesos puramente gravitatorios en los que intervienen de un lado las fuerzas resistentes del terreno, y de otro las fuerzas desestabilizadoras. Como consecuencia el esquema de fuerzas que se dé en una determinada situación, puede ocurrir que se produzca el deslizamiento de una cierta masa del terreno que constituye el talud.

El análisis de estabilidad de taludes estudia las diferentes situaciones en las que los taludes presentan riesgos de inestabilidad, relacionando las inestabilidades superficiales y mostrando técnicas apropiadas para mejorar el estado de los mismos.

Los taludes son estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o a las discontinuidades que se presenten.

El método de análisis de las inestabilidades superficiales se lleva a cabo usualmente por el análisis de equilibrio límite. El espesor de la zona inestable generalmente es pequeño en comparación con la altura de la pendiente por lo que esta se puede considerar como de longitud infinita. En todos los métodos de equilibrio límite el factor de seguridad se define en términos de resistencia al esfuerzo cortante.

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere metodologías de diseño y construcción. Una vez estudiado el talud se definen los niveles de amenaza, riesgo, el mecanismo de falla y los factores de equilibrio con los cuales se puede diseñar el sistema de prevención, control y estabilización.

Las inestabilidades superficiales se pueden producir debido a diferentes factores que reducen la resistencia del suelo. Estas pueden ser por una mala compactación de un terraplén de relleno, la degradación de la superficie expuesta debido a agentes atmosféricos, erosión por agua o la infiltración de agua lluvia.

La erosión de taludes afecta, tanto a cortes como a terraplenes, los materiales arrastrados ocasionan diversos problemas que deben ser en lo posible evitados.

Con objeto de evitar estos deslizamientos existen distintos métodos de corrección. Todos ellos se aplican en la cara del talud y se caracterizan por su acción sobre las capas más superficiales. El empleo de los sistemas de corrección trata de aumentar la seguridad frente a pequeños deslizamientos, mediante proteger la superficie contra fenómenos de erosión y meteorización, o bien reforzando de forma activa dicha zona del talud.

El empleo de la vegetación con fines de protección superficial de taludes en suelos es conocido desde hace mucho tiempo. La cubierta vegetal en un talud constituye un factor importante para su estabilidad porque produce efectos beneficiosos sobre todo en lo que se refiere a la protección de la superficie.

Hace unos años se ha comenzado a emplear sistemas cuya misión es la estabilización y refuerzo superficial del talud, es decir, no se trata de elementos con misión principal de protección, sino que se trata de ejercer un efecto estabilizador en la zona superficial del talud.

Se trata de elementos flexibles anclados al talud y que son capaces de soportar tensiones elevadas.

Así mismo se ha recomendado al concreto lanzado como una de las opciones que controla el riesgo de deslizamientos al conformar una estructura estable y que logra una integración de la obra al paisaje de manera estética y funcional

2.3.1 Tipos y desarrollo de movimientos en taludes

Uno de los términos comúnmente usado para describir los movimientos en un talud es el de deslizamiento. El mismo implica movimientos de taludes formados por varias clases de materiales los que pueden estar compuestos de roca, suelo, rellenos artificiales o combinación de estos a través de una superficie de falla determinada. Sin embargo debido a la diversidad de inestabilidades que se producen es adecuado utilizar el término movimiento de taludes. Varios son los factores que condicionan dichos movimientos y la identificación que se hagan de los mismos ayuda a la identificación de las inestabilidades y por lo tanto a su solución o corrección.

2.3.2 Influencia del tipo de materiales

La naturaleza de los materiales que componen los taludes tiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse condicionando a su vez

el desarrollo de un movimiento determinado. Según su naturaleza los terrenos pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos
- Suelos
- Materiales de relleno

El grupo número uno se identifica con los medios rocosos donde se observa una serie de discontinuidades naturales que esencialmente se componen de bloques separados.



Fotografía 4.- Macizo Rocosos – Variante Papallacta (Fuente propia)

El comportamiento de un macizo rocoso generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva.

En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, la distribución especial, el tamaño y discontinuidad, el espaciado, la rugosidad, la naturaleza del relleno y la presencia de agua.

De la roca matriz debe conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización y alterabilidad.

Los diferentes tipos de falla que se producen en medios rocosos siguen superficies preexistentes, aunque en los macizos fuertemente fracturados pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos.

Los suelos están constituidos por un agregado de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, con fluido intersticial relleno de huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse en sitio.

El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de falla se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente.

Estos materiales se diferencian por su origen:

- Transportados: coluviones, aluviales, etc.
- Desarrollados en sitio: eluviales.



**Fotografía 5.-Suelos arenosos con baja presencia de arcillas – Vía Selva Alegre Saguangal
(Fuente propia)**

Los materiales de relleno se consideran los depósitos artificiales acumulados debido a la ejecución de determinadas actividades, como construcción de terraplenes o la acumulación de materiales sobrantes en escombreras y se componen generalmente de materiales heterogéneos.

El comportamiento de los rellenos es similar con el de los materiales tipo suelo. Los movimientos que se producen siguen el modelo de los que tienen lugar en los suelos, desarrollándose a través del material según una superficie no determinada previamente.

Este comportamiento puede modificarse en casos particulares, cuando las características de los materiales en contacto difieren considerablemente.



Fotografía 6.- Depósito Artificial – Relleno
(Fuente: Panavial S.A.)

En cada uno de los grupos descritos actúan una serie de factores cuya interrelación produce uno u otro tipo de movimiento.

2.3.3 Tipos de movimientos

La inestabilidad de taludes se refleja en una serie de movimientos que pueden ser clasificados de acuerdo con los mecanismos que se producen en diferentes materiales y los intervalos de tiempo en que tienen lugar. Esta clasificación es

importante para la selección apropiada de las medidas de contención y estabilización.

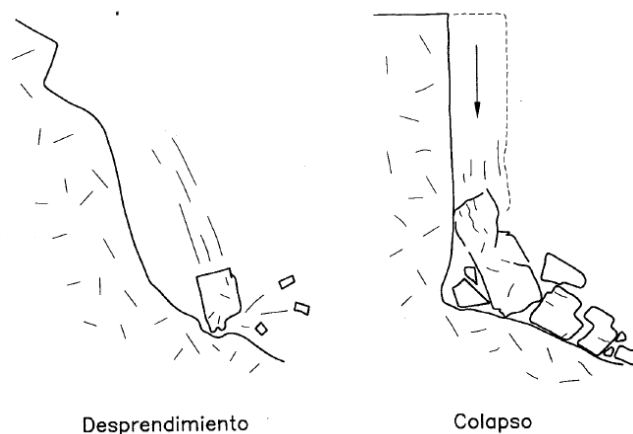
2.3.3.1 Desprendimientos o caídas

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

El desprendimiento se origina por el despegue de una masa de suelo o roca de una pared empinada o acantilado. El movimiento tiene lugar mediante caída libre y posterior rebote o rodadura. Al impactar contra la superficie del terreno, es frecuente que la masa caída se rompa en multitud de fragmentos. El movimiento es muy rápido.

Las caídas con una trayectoria básicamente vertical de abrigos desarrollados en acantilados por la socavación efectuada por un río, el oleaje o la meteorización y disgregación de las rocas a su pie son consideradas colapsos.

Estas inestabilidades afectan frecuentemente a bloques aislados, aunque también a masas rocosas que pueden generar deslizamientos de grandes proporciones. El área fuente de desprendimientos es de difícil acceso. Por este motivo aunque es posible la sujeción de los bloques en origen, el tratamiento suele consistir en la interposición de obstáculos en el recorrido (pantallas dinámicas, zanjas).



**Ilustración 1.- Mecanismos de desprendimiento y colapso
(Corominas y García Yagüe, 1997)**

2.3.3.2 Vuelcos

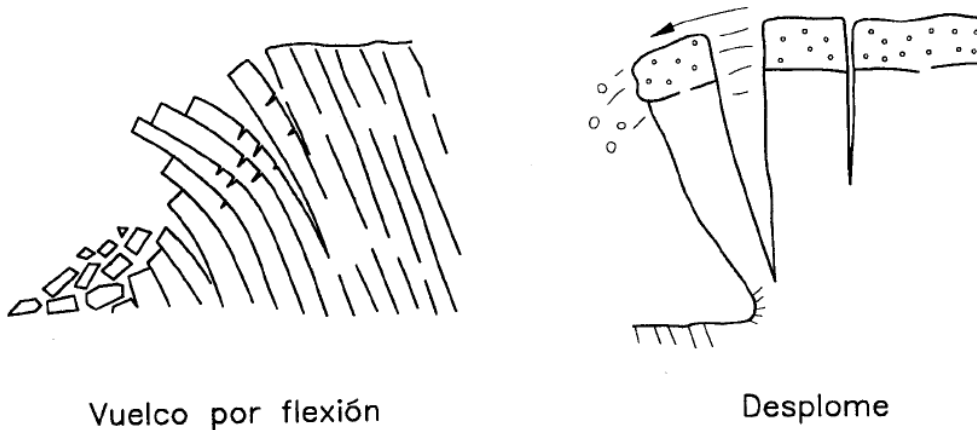
Es la rotación hacia delante y hacia el exterior de la ladera, de una masa de suelo o roca alrededor de un eje situado por debajo de su centro de gravedad. La fuerza desestabilizadora es la gravedad así como el empuje ejercido por el terreno adyacente o los fluidos (agua o hielo) en las grietas. Dentro del mecanismo de vuelco pueden distinguirse dos procesos:

- Vuelco por flexión

Tiene lugar en rocas con un sistema preferente de discontinuidades, formando vigas semicontinuas en voladizo. Las columnas continúan cuando se doblan hacia delante, rompen por flexión. Este tipo de movimiento es característico en esquistos, filitas, pizarras y en secuencias rítmicas finamente estratificadas.

- Desplome

La parte movida cae con un movimiento brusco de giro, al menos inicial, apoyando en su base externa. Estos movimientos se producen en bordes acantilados rocosos o de materiales arenosos arcillosos compactados. Si el talud es empinado, las fallas por vuelco pueden transformarse en caídas.



**Ilustración 2.- Mecanismos de vuelco
(Corominas y García Yagüe, 1997)**

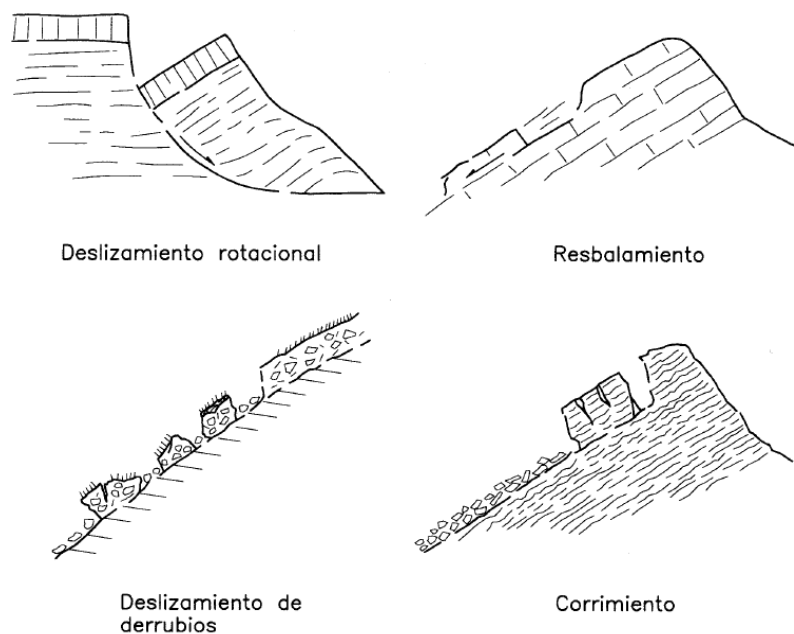
La generación de un mecanismo de vuelco en macizos rocosos es poco frecuente en la naturaleza. Su desarrollo está asociado a excavaciones artificiales y en este caso, su ocurrencia suele indicar la presencia sistemática de discontinuidades adversamente orientadas que requieren su estabilización mediante bulonado o

anclaje. La progresión del vuelco hacia la parte alta del talud podría conducir a la falla generalizada de la misma.

2.3.3.3 Deslizamientos

Es un desplazamiento talud debajo de una masa de suelo o roca, que tiene lugar predominante sobre una o más superficies de rotura, o zonas relativamente delgadas con intensa deformación de cizalla. Elementos característicos de este tipo de movimiento son la presencia de superficies de fallas definidas y la preservación a grandes rasgos de la forma de la masa desplazada.

Es importante identificar entre deslizamientos rotacionales y translacionales para el análisis de estabilidad y el diseño de medidas de control y estabilización.



**Ilustración 3.- Tipos de deslizamiento
(Corominas y García Yagüe, 1997)**

- Deslizamientos rotacionales

La rotura se produce a lo largo de una superficie curvilínea y cóncava. El terreno experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de la cabecera efectúa inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas

reactivaciones. Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos y de macizos rocosos intensamente fracturados. En materiales arcillosos, especialmente si hay presencia de agua, el pie puede evolucionar a un deslizamiento de tierras.

Los deslizamientos rotacionales, una vez producidos, son susceptibles de reactivación. El movimiento tiende a estabilizarse por disminución del momento de giro y aumento del momento estabilizador, no obstante, cualquier cambio en las condiciones piezométricas o la remoción del pie pueden dar lugar a una nueva inestabilidad. Un diagnóstico equivocado de la geometría puede llevar a la adopción de medidas de estabilización ineficaces e incluso contraproducentes.

- Deslizamientos traslacionales

Tiene lugar a lo largo de una superficie de rotura plana u ondulada. La masa deslizada puede proseguir por la ladera. Los componentes de la masa desplazada se mueven a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas. A medida que un deslizamiento traslacional progresa puede romperse, en particular si aumenta la velocidad. Entonces, la masa disgregada deviene un flujo.

Deslizamientos traslacionales de bloques de suelo o roca sin apenas trocearse, sobre superficies únicas en macizos rocosos se han denominado resbalamientos o deslizamientos planos. Cuando la superficie de rotura está formada por dos planos que obligan a la masa rocosa contenida a desplazarse según la línea de intersección, se forma un deslizamiento en cuña. Las roturas de cuñas no suelen alcanzar grandes dimensiones debido a que la intersección de planos de gran penetración en el macizo rocoso es infrecuente.

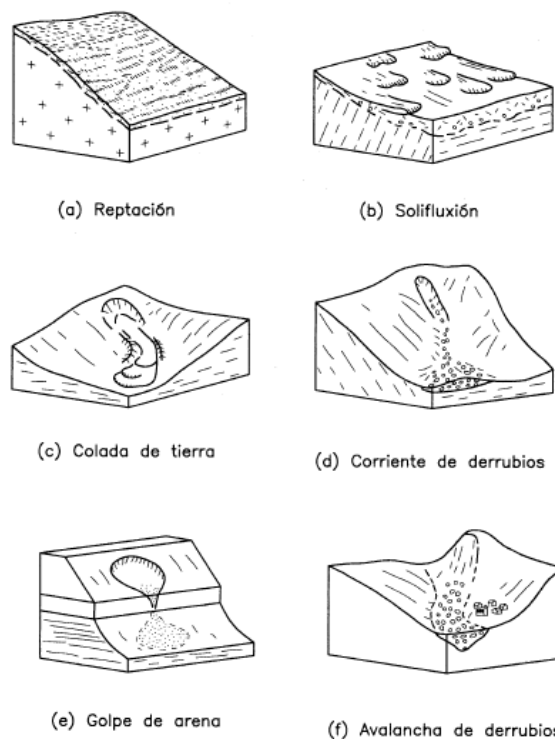
Deslizamientos en los que la masa desplazada se trocea en su movimiento descendente y resulta una acumulación caótica de bloques al pie de la ladera, se denominan corrimientos. Cuando la rotura por cizalla tiene lugar en suelos no cohesivos constituidos por partículas gruesas, se denominan deslizamientos de derrubios.

Mientras que la rotación tiende a restablecer el equilibrio en la masa desplazada, el deslizamiento traslacional puede mantenerse indefinidamente si la superficie de rotura es lo suficientemente inclinada y continua.

2.3.3.4 Flujos

Son movimientos espacialmente continuos en los que las superficies de cizalla tienen corta vida, se encuentran muy próximas y generalmente no se conservan. La distribución de velocidades en la masa desplazada se parece a la que se presenta en un fluido viscoso. Por este motivo, la masa movida no conserva la forma en su movimiento descendente, adoptando a menudo, formas lobuladas cuando interesan a materiales cohesivos y desparramándose por la ladera o formando conos de deyección cuando afectan a materiales granulares.

Existe una gradación desde los deslizamientos a los flujos dependiendo del contenido de agua, movilidad y evolución del movimiento. Un deslizamiento de derrubios puede convertirse en una corriente o avalancha de derrubios a medida que el material pierde cohesión, incorpora agua y discurre por pendientes más empinadas.



**Ilustración 4.- Movimientos de flujo
(Corominas y García Yagüe, 1997)**

- Reptación

La reptación es un movimiento extremadamente lento que es imperceptible excepto para largos períodos de tiempo. No muestra superficies de cizalla definidas.

El término reptación se ha utilizado en diversos sentidos en estudios sobre la estabilidad de las laderas, como por ejemplo: (1) desplazamiento estacional de partículas aisladas o delgadas capas de suelo por efecto de la gravedad con la ayuda de ciclos de hielo-deshielo o humectación-deseccación. Al helarse el suelo se expande para contraerse durante la fase de deshielo generando el desplazamiento neto de las partículas según la pendiente de la ladera.

Los movimientos disminuyen progresivamente con la profundidad; (2) desplazamiento muy lentos pero continuos a gran profundidad. Está relacionado con el concepto ingenieril de fluencia, que ocurre esencialmente a tensión constante por debajo de la resistencia límite del material involucrado. Se considera que la reptación por fluencia es un mecanismo importante en la deformación de laderas de alta montaña; (3) desplazamientos, inicialmente muy lentos, que se aceleran progresivamente y que preceden a la rotura de la ladera. Este tipo de reptación ha sido incluido dentro del grupo de deformaciones previas a la rotura.

Unas formas atribuidas a los fenómenos de reptación son las terracillas que aparecen en las vertientes de alta montaña en ambientes periglaciares. La velocidad de desplazamiento del suelo es lo suficientemente lenta para que la vegetación de los prados alpinos resista y crezca al mismo tiempo que el avance de las partículas, dando lugar a guirnaldas herbáceas paralelas a las curvas de nivel.

- Coladas de tierra

Es la deformación plástica, lenta y no necesariamente muy húmeda, de tierra o rocas blandas (pizarras, filitas), en laderas de inclinación moderada.

Cuando predominan los materiales cohesivos con un elevado contenido de limos y arcillas, se les denomina coladas de barro. En este caso, adoptan una forma elongada, lobulada en el pie (lengua), formando un volumen positivo sobre la superficie original del terreno. El estiramiento del material y el correspondiente cambio de forma caracterizan el movimiento como un flujo.

En numerosas ocasiones se ha observado que las coladas de tierra y de barro tienen su inicio al pie de deslizamientos. Algunos autores han observado que algunas formas de coladas de barro progresan principalmente por deslizamiento sobre superficies de cizalla con moderada deformación interna, en este caso se denominan deslizamiento de tierras.

- Soliflucción

Término utilizado a menudo para describir deformaciones de pequeñas dimensiones en suelos cohesivos y de poco espesor, que dan lugar a formas lobuladas. Contienen superficies de cizalla de poca extensión. La soliflucción abunda en ambientes periglaciares donde la fusión estacional del hielo en el terreno provoca el aumento de las presiones de agua en los poros, dando lugar al movimiento del material superficial, limitado en profundidad por la capa activa. Puede ser considerada como una colada de tierras de pequeñas dimensiones.

- Corriente de derrubios

Son movimientos rápidos de material detrítico en el que predomina la fracción gruesa, es decir, arenas, gravas y bloques. El contenido de agua es elevado y la fracción sólida puede llegar a constituir el 80% en peso de la masa en movimiento. La corriente puede bajar tanto por laderas abiertas como canalizada por vaguadas u hondonadas del terreno dando lugar a morfologías diferentes.

Debido a la baja de cohesión de sus componentes, se desparrama en la parte inferior de las laderas sin generar un depósito de forma específica, pero cuando se canaliza por barrancos suelen dar lugar a conos de deyección.

- Golpes de arena y limo

Movilización brusca de estos materiales, a veces en estado seco. Normalmente se producen por colapso estructural por efecto de una sacudida sísmica o al iniciarse la rotura del suelo por deslizamiento.

- Avalanchas, aludes

Movilización de grandes masas de tierra, fragmentos de rocas o derrubios a gran velocidad, en ocasiones, superiores a los 50 m/s. El término avalancha no implica necesariamente un mecanismo distinto al de los previamente definidos en otros flujos como las corrientes de derrubios.

De todos modos su gran velocidad ha sugerido la existencia de otros mecanismos como el flujo granular turbulento, el desplazamiento sobre colchones de aire o la transferencia de momentos entre las partículas en movimiento. Igual que ocurre con los desprendimientos, el relieve es el que condiciona que la rotura de grandes volúmenes de roca o suelos derive hacia una avalancha o se mantenga como un deslizamiento o una corriente.

En las avalanchas de derrubios, por el contenido de agua o por efecto de la pendiente, el conjunto puede mezclarse, al menos parcialmente, fluir y precipitarse hacia abajo, a menudo a través de una vaguada, alcanzando grandes distancias, a veces, decenas de kilómetros.

2.4 ALTERNATIVAS PARA RECUBRIMIENTOS DE TALUDES

2.4.1 Hormigón lanzado

La irregularidad de la topografía permitió el desarrollo del hormigón lanzado para la protección de taludes, pues ha logrado una integración con el paisaje de manera estética y funcional.

Originalmente fue creado en el siglo 20 como un medio de la utilización de concreto para llenar moldes. El hormigón en si era una mezcla seca que era expulsado directamente en el molde usando aire comprimido. Inmediatamente

otras aplicaciones fueron evidentes debido a que el hormigón proyectado se podría aplicar en horizontal o vertical. Por esto la inyección de hormigón serviría como un parche y relleno de grietas que aparecerían en paredes o fundaciones de edificios. El método también acelero la construcción de patios y jardines.

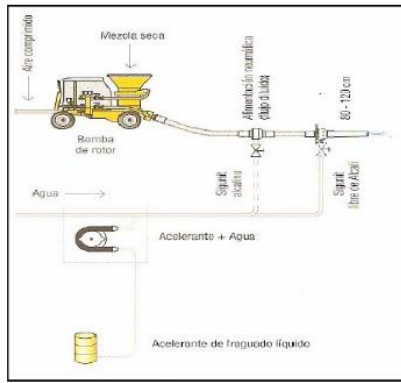
Básicamente el trabajo consiste en colocar una mezcla de agregados con cemento en una tolva, que luego de mezclarse con agua se transporta a través de una manguera y es proyectado en forma neumática al lugar de su colocación, así de esta forma lograr una masa densa y homogénea.

Al proceso de aplicación de este hormigón se le denomina gunitar. Su tamaño máximo de áridos no supera los 8 mm y generalmente presenta un cono igual a cero, estas características permiten que el hormigón pueda soportarse sin deformación, ya que la fuerza de proyección mas el impacto, hace que el material se compacte y quede adherido.

2.4.1.1 Métodos de aplicación del hormigón lanzado

1) Sistema de mezcla seca:

Este sistema consiste en mezclar el cementante con la arena para luego impulsarlo a través de la manguera a la boquilla del equipo, en donde se combinará con el agua y los aditivos líquidos, los cuales llegan por una manguera independiente para ser finalmente proyectada hacia la superficie mediante el uso de aire comprimido. Este método requiere una alta mecanización y se los usa para volúmenes de proyección pequeños. Además su aplicación produce niveles de rebote elevados cuando existe una mala aplicación o por condiciones operativas no apropiadas, a esto se suma una alta generación de finos.

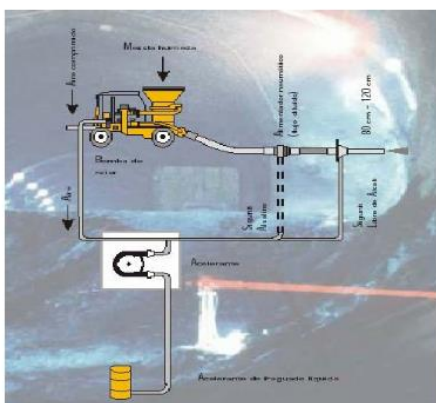


**Fotografía 7.- Aplicación de concreto lanzado por vía seca
(Sistemas para hormigón proyectado – Tecnología y Conceptos 2006)**

2) Sistema de mezcla húmeda:

Este método consiste en mezclar la arena, cementante, aditivo y el agua antes de ser impulsados a través de la manguera del equipo, de tal forma que cuando la mezcla llega a la boquilla de la máquina, esta ya se encuentra lista para ser proyectada. El aditivo generalmente es un acelerante que agiliza el fraguado y la ganancia de resistencia inicial en el substrato del concreto.

La resistencia mínima requerida es de 30 Kg/cm² a las 4 horas de su lanzado, a las 24 horas 100 Kg/cm² y a los 7 días debe ser mayor a 210 Kg/cm²: los que son verificados mediante ensayos de laboratorio. Este método tiene las ventajas de un control de calidad superior, al tener un mejor control de la relación agua cemento, generando un menor costo y un ambiente de trabajo libre de polvo.



**Fotografía 8.- Aplicación de concreto lanzado por vía húmeda
(Sistemas para hormigón proyectado – Tecnología y Conceptos 2006)**

2.4.1.2 Análisis de muros anclados de concreto lanzado

Los muros anclados de concreto lanzado básicamente operan uniendo por medio de anclajes (cables o varillas de refuerzo) la zona dentro del plano de falla o zona activa con la zona resistente detrás del talud. Esta unión se consigue mediante el desarrollo de tensión en los cables o varillas de refuerzo que permiten desarrollar una estabilidad global aumentando el factor de seguridad ante la falla de un talud.

En la publicación “Soil Nail Walls” de la Federal Highway Administration se detalla el procedimiento para el diseño de muros de concreto lanzado. Que se resume en la siguiente tabla:

PASO 1	<p>CONSIDERACIONES INICIALES DEL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS</p> <p>a. Esquema del muro, por ejemplo, altura del muro, longitud del muro, tipo de superficie).</p> <p>b. Distancias horizontales y verticales de los anclajes.</p> <p>c. Patrón de ubicación de los anclajes (arreglo, escalonamiento, patrones irregulares)</p> <p>d. Inclinación de los anclajes.</p> <p>e. Longitud de los anclajes y distribución.</p> <p>f. Selección del tipo de anclaje, por ejemplo, número de barras, el tipo de acero)</p> <p>g. Selección de propiedades del suelo, por ejemplo, resistencia al esfuerzo cortante, la ubicación del nivel freático, etc.)</p> <p>h. Otras consideraciones iniciales.</p>
PASO 2	<p>DISEÑO PRELIMINAR USANDO GRÁFICOS SIMPLIFICADOS</p> <p>La utilización de estos gráficos son utilizados para evaluar preliminarmente la longitud de los anclajes y la carga máxima de los anclajes.</p>
PASO 3	<p>DISEÑO FINAL</p> <p>a. Tipos de falla externa.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La estabilidad global 2. Estabilidad al deslizamiento 3. Capacidad portante <p>b. Consideraciones sísmicas.</p> <p>c. Tipos de falla interna.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Resistencia al arrancamiento del anclaje. 2. Resistencia a la tracción del anclaje. <p>d. Diseño de la superficie.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Carga de la cabeza del anclaje. 2. Tipo y espesor del muro. 3. Materiales del muro.

	4. Resistencia a la flexión. 5. Resistencia al punzonamiento de la superficie del muro. 6. Resistencia del perno de la cabeza de la superficie. 7. Otras consideraciones.
PASO 4	ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO
PASO 5	OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO a. Drenaje b. Cargas exteriores

**Tabla 1.- Pasos para el diseño de muros anclados de concreto lanzado
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

El diseño empieza con un diseño preliminar mediante el uso de esquemas simplificados.

La longitud, diámetro y espaciamiento de los anclajes son típicamente el control externo e interno de la estabilidad de un muro anclado de concreto lanzado, y estos parámetros pueden ser ajustados durante el diseño hasta que todos los requerimientos de estabilidad externa e interna sean cumplidos.

La utilización de estos esquemas, el requerimiento de longitud del anclaje, L, (normalizado con respecto a la altura del muro, H) para conseguir una estabilidad global es obtenido como función de la resistencia permisible al arrancamiento normalizado (μ), que es definida como:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{F S_P \gamma S_H S_V}$$

Donde:

$F S_P$ = Factor de seguridad contra el arrancamiento (típico 2,0)

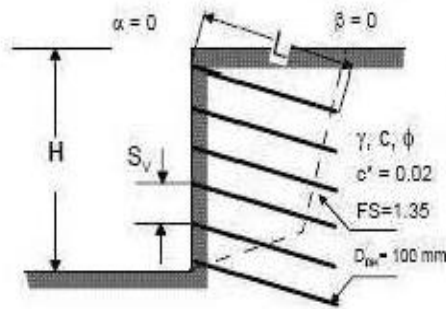
D_{DH} = Diámetro del hueco de la perforación

γ = Peso unitario del suelo detrás del muro

S_H = Espaciamiento horizontal del anclaje

S_V = Espaciamiento vertical del anclaje

q_u = Resistencia última de adherencia



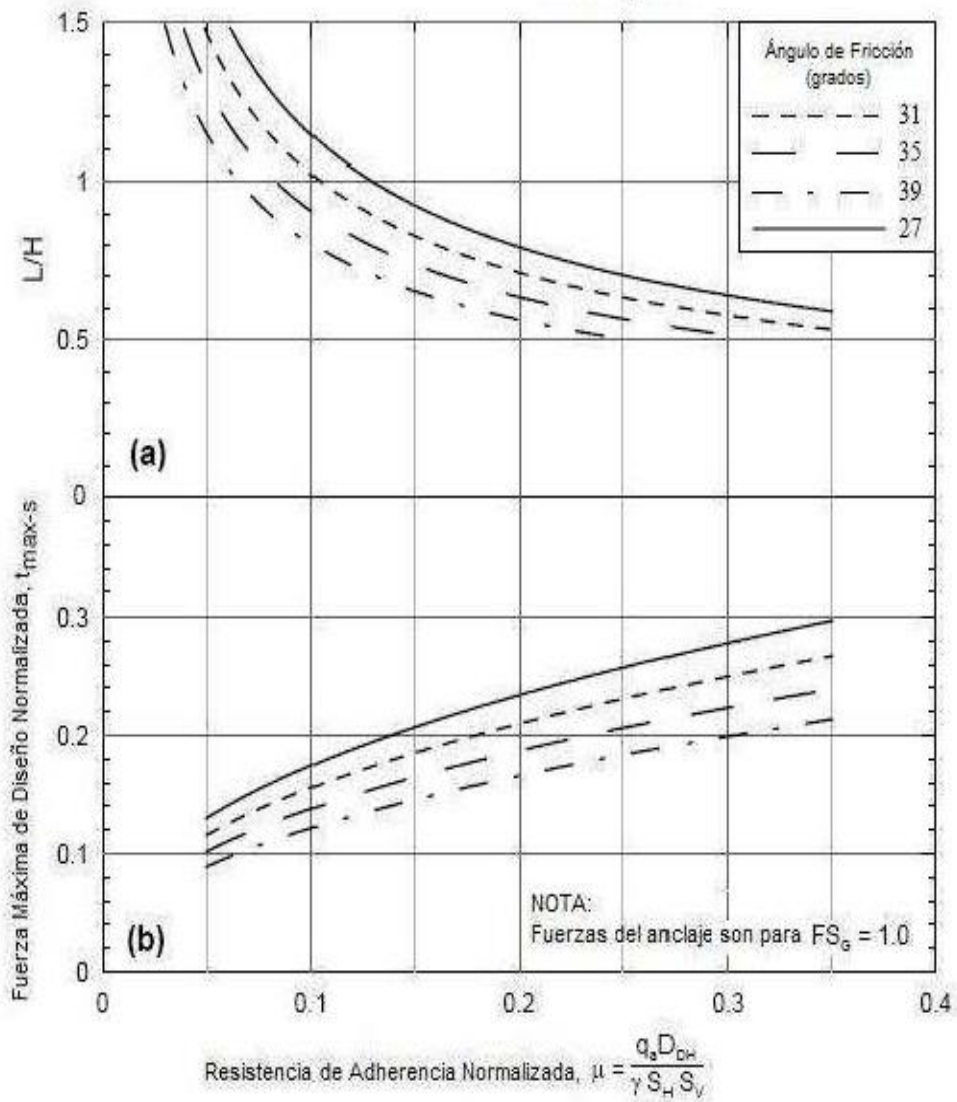
$$\mu = (q_u D_{DH}) / (\gamma S_H S_V)$$

$$q_u = q_u / FS_p$$

$$c' = c / \gamma H$$

$$t_{max-s} = \text{Fuerza Máxima de Diseño Normalizada} \\ = T_{max-s} / \gamma H S_H S_V$$

Para otros FS, c', and D_{DH},
mirar la Figura 44.



**Tabla 2.- Valores para $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 0^\circ$
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

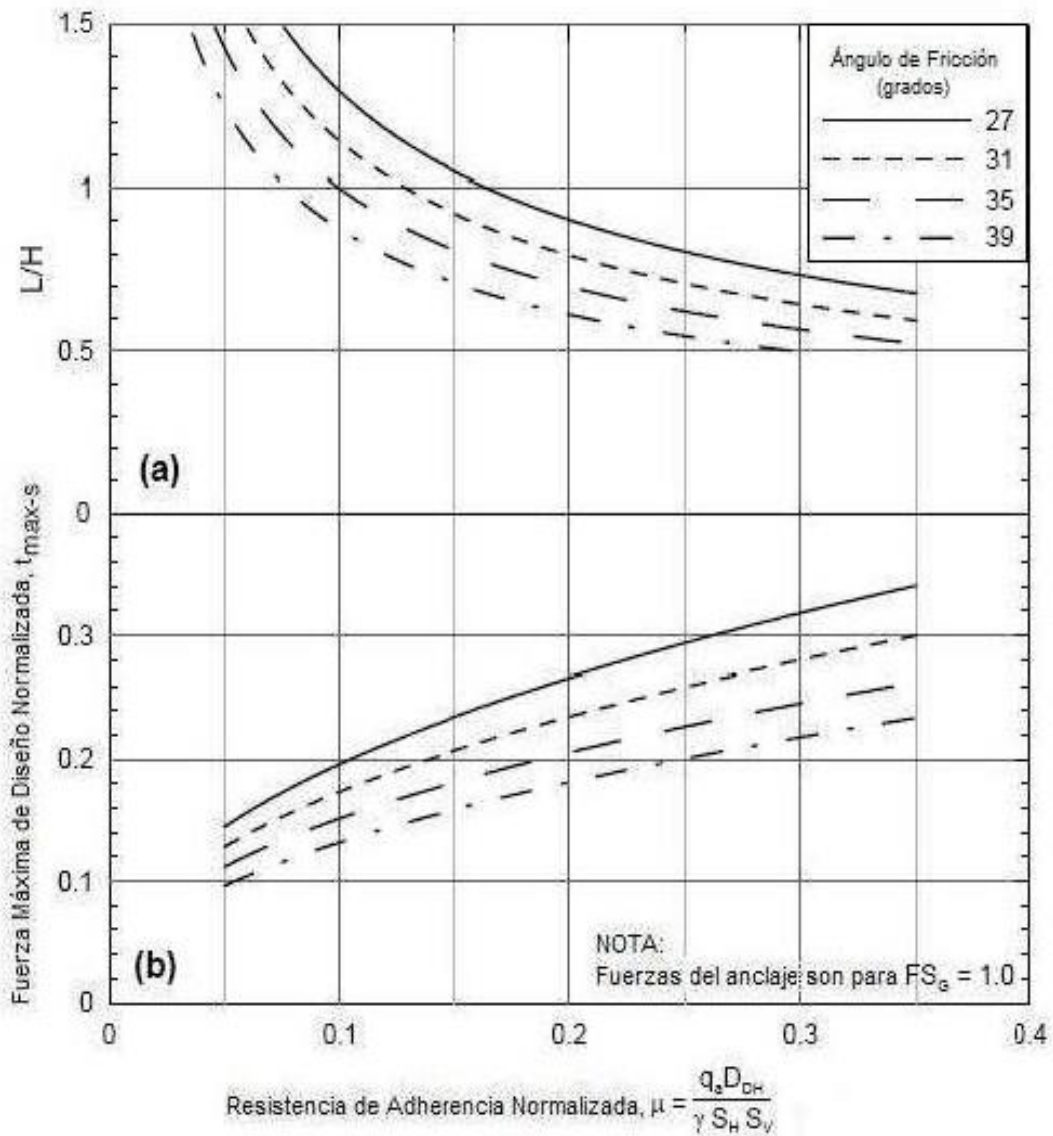
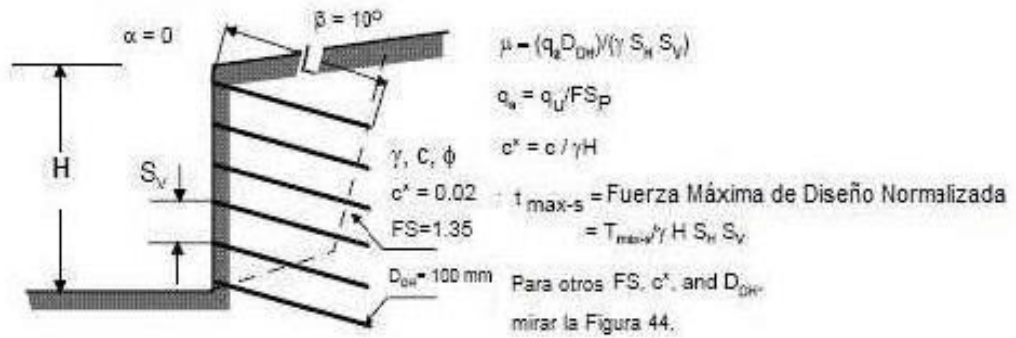


Tabla 3.- Valores para $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 10^\circ$
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

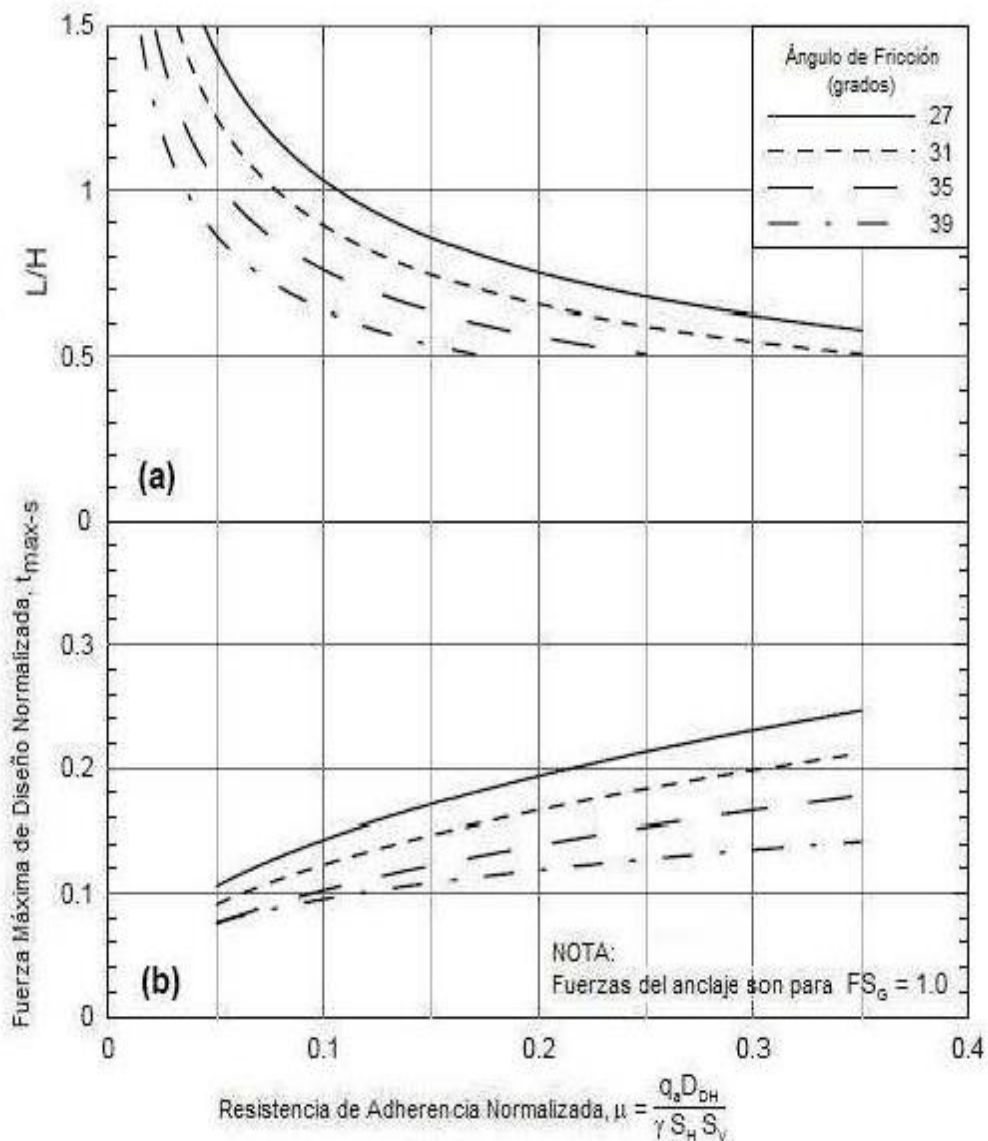
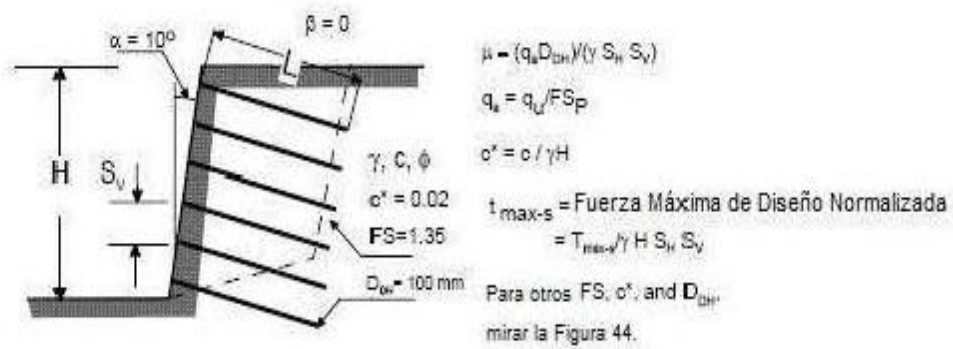


Tabla 4.- Valores para $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 0^\circ$
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

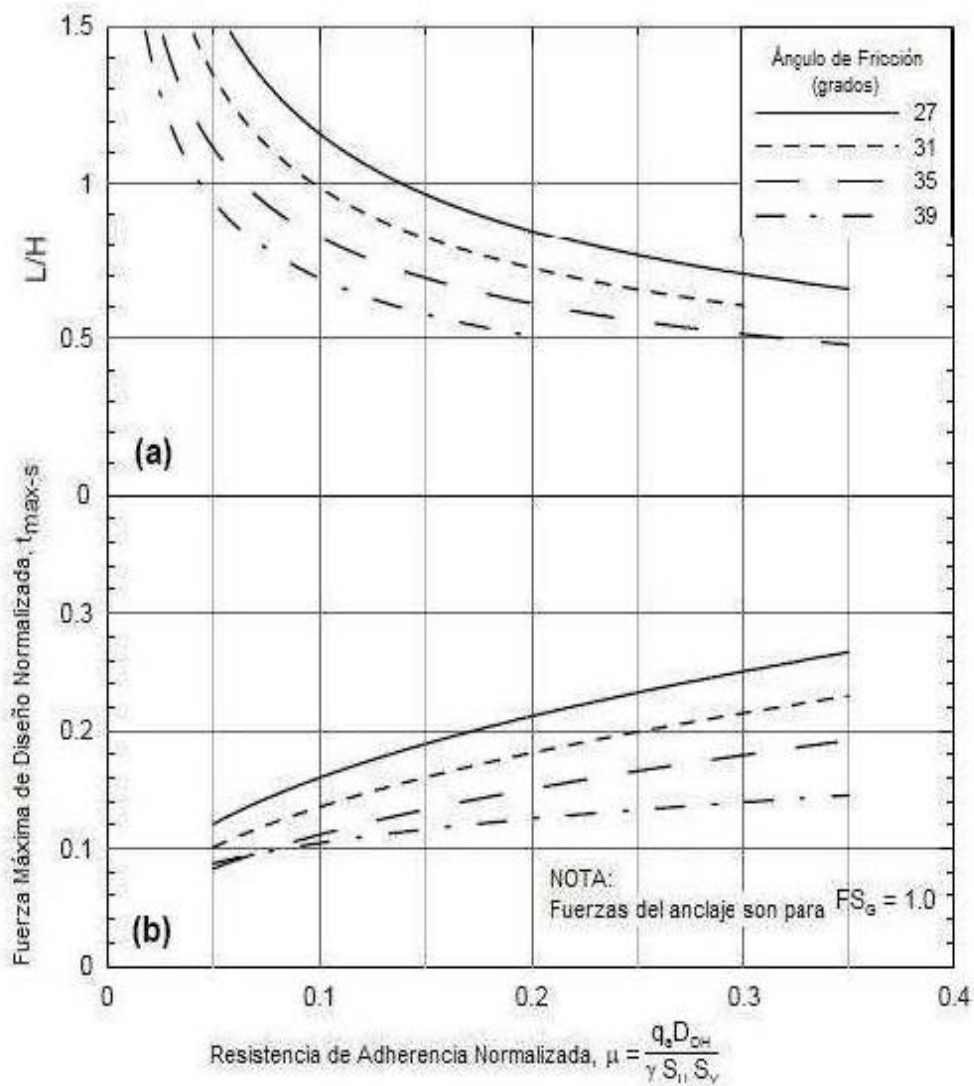
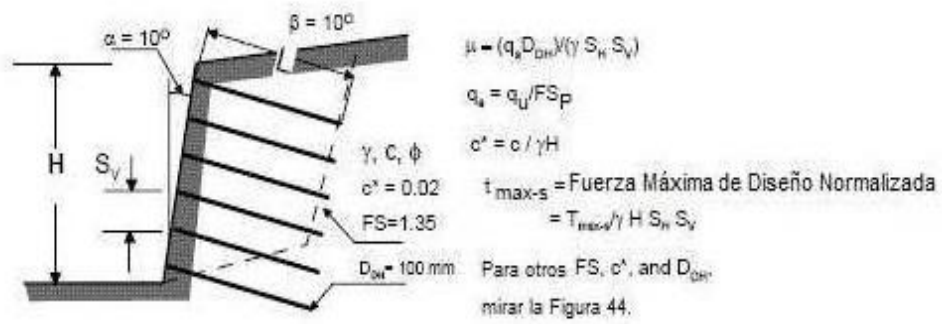


Tabla 5.- Valores para $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 10^\circ$
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

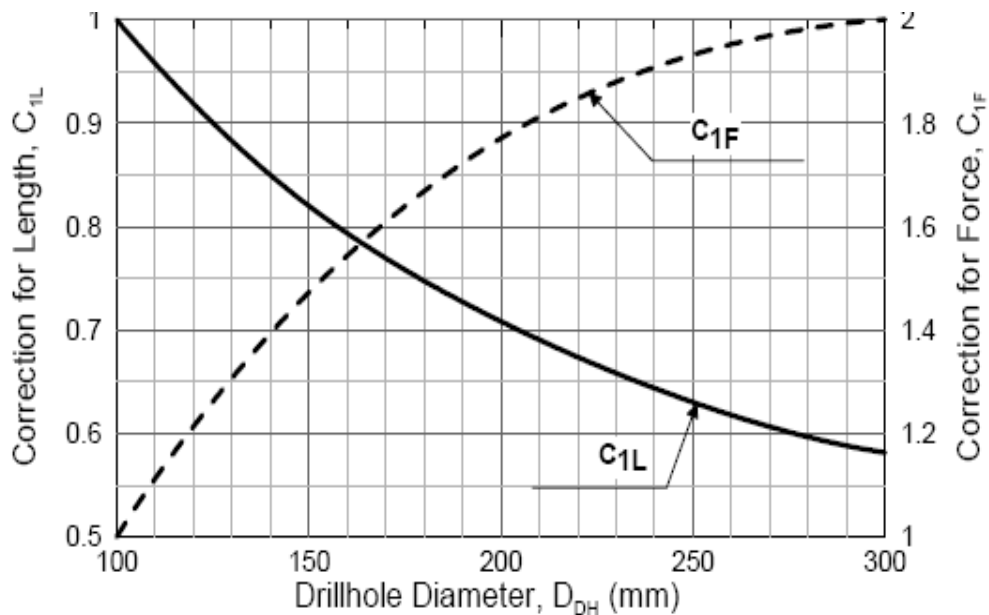
1. Proceso de diseño preliminar

El proceso paso a paso para el diseño preliminar puede ser el siguiente esquema:

- Para la aplicación de un proyecto específico, evaluar el ángulo del talud (α), el ángulo del talud superior detrás del muro (β), ángulo de fricción efectivo (ϕ'), resistencia última de adherencia (q_u), calcular la resistencia normalizada al arrancamiento (μ), usando la ecuación:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{FS_P \gamma S_H S_V}$$

- Obtener la longitud normalizada (L/H) y la fuerza normalizada (t_{max-s}) en las tablas 3 a 5 según el caso que corresponda.
- Evaluar los factores de corrección a partir de la siguiente tabla:



**Tabla 6.- Factor de corrección C_{1L} y C_{1F}
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

- Longitud normalizada para un diámetro de perforación mayor de 100 mm o 4 pulg, el factor de corrección C_{1L} .

- Valor c^* más que 0,02 (factor de corrección C_{2L})
- Factor de seguridad global más que 1,35 (factor de corrección C_{3L}).

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

(desde el gráfico para $D_{DH} = 100 \text{ mm}$, $c^* = 0,02$, $FS_G = 1,35$)

Donde:

C_{1L} = Corrección para el diámetro de perforación, (a partir del esquema de la Tabla 9)

C_{2L} = Corrección para suelos cohesivos:

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

Donde:

c^* = Valor de cohesión normalizado ($c^* = c / \gamma H$)

C_{3L} = Corrección para el Factor de Seguridad Global, mirar la fórmula (c).

$$C_{3L} = 0.52 FS + 0.30 \geq 1.00$$

Corrección de la fuerza normalizada en servicio del anclaje

C_{1F} = Corrección para el diámetro de perforación, (a partir del esquema de la Tabla 9).

C_{2F} = Corrección para suelos cohesivos, mirar la fórmula (b).

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

- Multiplique la longitud normalizada por la altura del muro a obtener la longitud del anclaje.
- Calcule la máxima carga de diseño en el anclaje $T_{\max-s}$ usando el valor de $t_{\max-s}$

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

- Calcule el requerimiento del área de la sección transversal (A_t) de la barra del anclaje de acuerdo a:

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

Donde:

f_y = Resistencia a la fluencia del acero.

FS_T = Factor de seguridad para la resistencia a la tensión de la barra de acero

MODO DE FALLA	COMPONENTES DE RESISTENCIA	SÍMBOLO	FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS		
			CARGAS ESTÁTICA ⁽¹⁾		CARGAS SÍSMICAS ⁽²⁾ (ESTRUCTURAS TEMPORALES Y PERMANENTES)
			ESTRUCTURA TEMPORAL	ESTRUCTURA PERMANENTE	
Estabilidad externa	Estabilidad global (largo tiempo)	FS_G	1.35	1.5 ⁽¹⁾	1.1
	Estabilidad global (excavación)	FS_G	1.2 - 1.3 ⁽²⁾		NA
	Deslizamiento	FS_{BL}	1.3	1.5	1.1
	Capacidad portante	FS_H	2.5 ⁽³⁾	3.0 ⁽²⁾	2.3 ⁽⁵⁾
Estabilidad interna	Resistencia al arrancamiento	FS_p	2.0		1.5
	Resistencia a la tensión de la barra de anclaje	FS_T	1.8		1.35
Resistencia del revestimiento	Flexión del revestimiento	FS_{FF}	1.35	1.5	1.1
	Corte por punzonamiento	FS_{FF}	1.35	1.5	1.1
	Tensión del conector de cortante ("headed-stud") (A307)	FS_{HT}	1.8	2.0	1.5
	Tensión del clavo conector de cortante ("headed-stud") (A325)	FS_{HT}	1.5	1.7	1.3

Tabla 7.- Factores de seguridad mínimos recomendados para clavos Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

- Seleccione el tamaño de la barra comercialmente usando un área de sección transversal de por lo menos lo evaluado en la sección anterior.
- Verifique que el tamaño de la barra seleccionada entre en la perforación con un espesor mínimo de recubrimiento de lechada de 25 mm (1 pulg).
- Si la longitud y/o el diámetro del anclaje no es factible, seleccione otro espaciamiento del anclaje y/o diámetro de la perforación, recalculé la resistencia al arrancamiento normalizada, y empiece el inicio del proceso otra vez.

2. Procedimiento diseño final

Para lograr un funcionamiento óptimo de este tipo de estructura, su diseño debe considerar varios modos de falla que pueden ocasionarse tanto durante su construcción como en su vida útil.

Para Byrne (1998) y Elías (2003) los muros anclados de concreto lanzado tienen dos tipos de estados límite, el de falla y el de servicio. Dentro del estado límite de servicio se consideran deformaciones admisibles, en cambio dentro del estado del límite de falla se consideran los casos de falla internos, externos y falla de la pantalla del concreto lanzado.

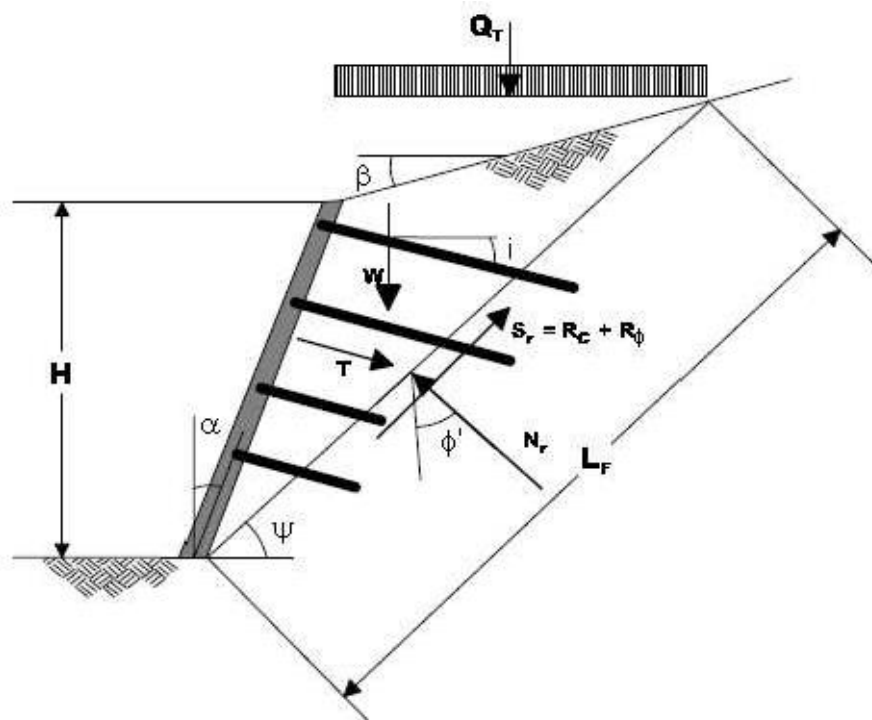
Los modos de falla externos consideran a la estructura completa, la analizan como un talud reforzado y analizan los problemas que podrían incurrir en estos casos. Para analizar este tipo de falla se le considera al talud reforzado como un bloque y se lo analiza en consecuencia a las fuerzas exteriores que actúan sobre él. Dentro de los modos de falla externos se encuentran:

a) Falla por estabilidad global

Se basa en evaluar a la estructura, tanto el talud como a los refuerzos, como un bloque rígido. En este tipo de análisis primero se establece una superficie de falla del talud, que puede ser una aproximación circular, unilineal o bilinear según se desee, pero siempre y cuando se aplique los conceptos de superficie de falla de

taludes de la mecánica de suelos. Luego se consideran todas las cargas que actúan sobre el bloque suelo refuerzo, tomando en cuenta las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes para determinar el factor de seguridad.

En este método se debe determinar una superficie de falla crítica en la cual el factor de seguridad calculado debe ser comparado con un factor de seguridad mínimo establecido para la estabilidad global. Este análisis se lo puede realizar de manera manual, ayudado por una hoja de cálculo o con un programa de computadora.



**Ilustración 5.- Análisis simplificado de estabilidad global con una superficie unilinear plana
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

En donde:

α = Ángulo del talud con la vertical

β = Ángulo de la pendiente superior al talud

ϕ' = Ángulo de fricción efectivo del suelo

c' = Cohesión efectiva del suelo

ψ = Inclinación del plano de falla

l = Inclinación de los refuerzos

L_F = Longitud del plano de falla

W = Peso de la masa de tierra que se desliza

Q_T = Peso de la sobrecarga

T_{EQ} = Tensión equivalente del anclaje

N_F = Fuerza normal sobre la superficie de falla

S_F = Fuerza de corte sobre la superficie de falla

R_o = Componente cohesivo de S_F

R_ϕ = Componente friccionante de S_F

El factor de seguridad para la falla global (FS_G) es expresada por:

$$FS_G = \frac{\Sigma \text{ Fuerzas resistentes}}{\Sigma \text{ Fuerzas al movimiento}}$$

Las fuerzas normal y tangente son:

$$\Sigma \text{ Fuerza normal} = (W + Q_T)\cos\Psi + T_{QE} \cos(\Psi - i) - N_F = 0$$

$$\Sigma \text{ Fuerza tangente} = (W + Q_T)\sin\Psi + T_{QE} \sin(\Psi - i) - N_F = 0$$

Donde:

$$S_F = R_c + R_F = C_m L_s + N_F \tan \phi_m$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{FS_G}$$

$$C_m = \frac{c'}{FS_G}$$

ϕ_m = ángulo de fricción movilizada

C_m = cohesión movilizada

Un factor de seguridad global es usado por la cohesión y las componentes friccionantes y resistentes del suelo (c' y $\tan \phi'$). Sin embargo, es posible la selección de un factor de seguridad para cada uno de los componentes resistentes.

Un análisis de estabilidad global puede ser usado para completar uno y otro o ambos de los siguientes procesos efectuados en el análisis de los muros anclados.

- Calcular el factor crítico de seguridad global (FS_G) de masa de suelo dada por un anclaje de longitud patrón.
- Determine la fuerza requerida T en todos los anclajes que van a dar un factor de seguridad adicional a la falla global.

En el primer proceso se verifica la estabilidad global. Este proceso es similar a un convencional análisis de taludes, en donde se identifica la superficie más crítica de falla por el menor valor de seguridad. Este proceso es asumido por los análisis de computadora, en donde la longitud y capacidad de arrancamiento para cada uno de los anclajes es asumido. Las fuerzas de tensión en los anclajes son obtenidos como parte del análisis de estos resultados. En el segundo trabajo se calcula la Fuerza T requerida y se diseña las dimensiones de los anclajes. En donde se modela y se prueba varias longitudes de anclajes antes de la selección del factor de seguridad mínimo.

Estos análisis de estabilidad global se desarrollan usando programas computacionales para el diseño de muros anclados.

b) Análisis de estabilidad al deslizamiento

El análisis de estabilidad al deslizamiento considera la habilidad de la estructura de resistir deslizamiento a lo largo de la base del sistema retenido, en respuesta a las presiones laterales del suelo detrás del muro anclado de concreto lanzado.

Las fallas por deslizamiento pueden ocurrir cuando hay una presión lateral de suelo adicional, movilización por excavaciones, exceder la resistencia a deslizamiento en la base del muro. Las teorías de Rankine o Coulomb sobre presiones laterales de suelo son usados para la aplicación al análisis de estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado. El factor de seguridad al deslizamiento FS_{SL} es calculado de la siguiente manera:

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma \text{ Fuerzas resistentes Horizontales}}{\Sigma \text{ Fuerzas Horizontales, } D}$$

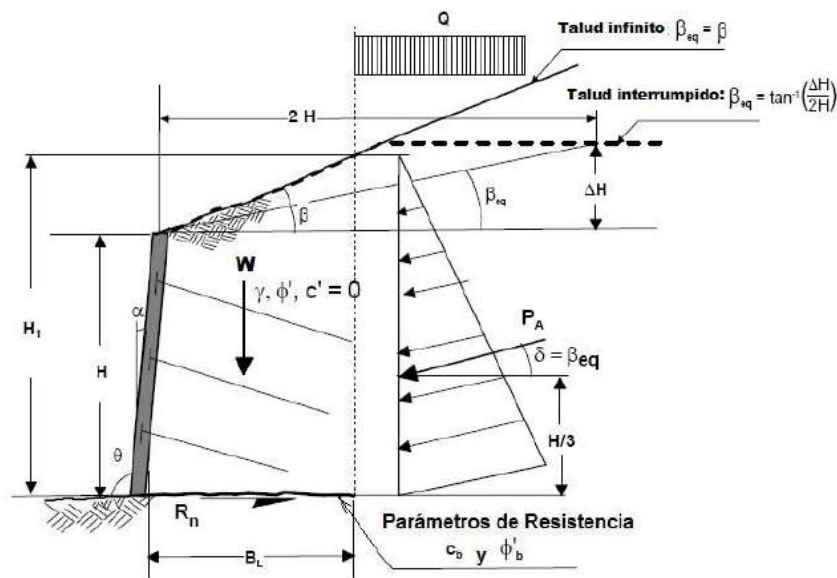
Donde:

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

$$\Sigma D = P_A \text{ cos}\beta$$

La fuerza de presión lateral activa es definida como:

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A$$



**Ilustración 6.- Estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

Los términos indicados son:

H = altura del muro.

ΔH = altura del talud arriba de $2H$.

β = ángulo del talud superior detrás del muro.

β_{eq} = ángulo equivalente del superior detrás del muro (para talud interrumpido

$\beta_{eq} = \tan^{-1} (\Delta H/2H)$, para taludes infinitos es $\beta_{eq} = \beta$).

α = ángulo del revestimiento.

$\theta = \alpha + 90^\circ$

C_b = Cohesión del suelo en la base del talud.

B_L = Longitud de la superficie de falla horizontal donde C_b esta actuando efectivamente.

W = Peso del bloque de suelo anclado.

QD = Porción permanente de la sobrecarga Q_T .

ϕ'_b = Ángulo de fricción interna de la base.

ϕ' = Ángulo de fricción interna del suelo detrás del bloque de suelo anclado.

δ = Ángulo de fricción interna de la interface muro-suelo (para talud interrumpido,

$\delta = \beta_{eq}$, para talud infinito, $\delta = \beta$).

γ = Peso unitario de la masa de suelo.

H_1 = Altura efectiva sobre la cual la presión del suelo actúa ($H_1 = H + (B - H \tan \alpha) \tan \beta_{eq}$).

K_A = Coeficiente de presión activa para el suelo detrás del sistema muro anclado.

El coeficiente de presión activa del suelo K_A , puede ser obtenido usando la teoría de Coulomb y Rankine para suelos cohesivos, asumiendo que el suelo detrás del muro, se considera en condiciones de carga a largo plazo la $c'=0$.

Según la Teoría de Coulomb:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\theta + \Phi')}{\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta)\text{sen}(\Phi' - \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta)\text{sen}(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Según la Teoría de Rankine, para muros con ángulos $\alpha < 8$:

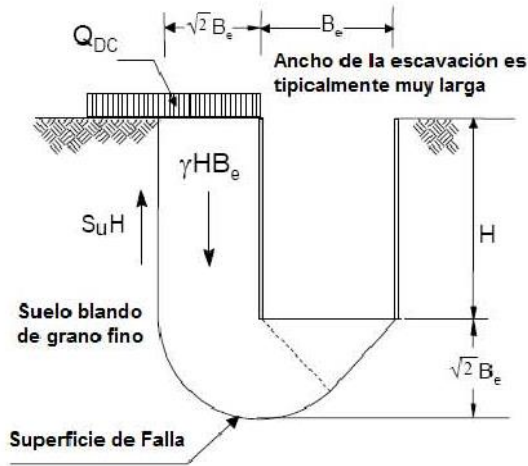
$$K_A = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}} \right]$$

Según la Teoría de Rankine, para muros con ángulos $\alpha=0$, $\theta=90^\circ$, $\beta=0$, $\delta=0$:

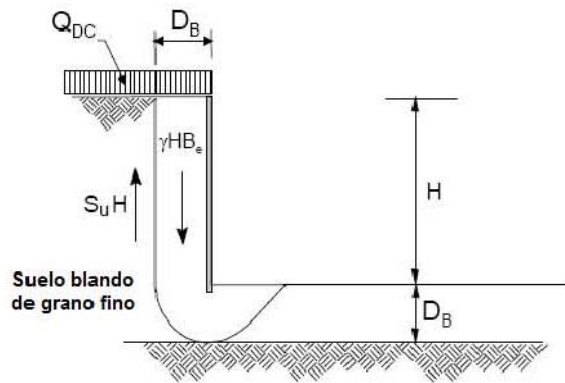
$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

c) Capacidad de carga

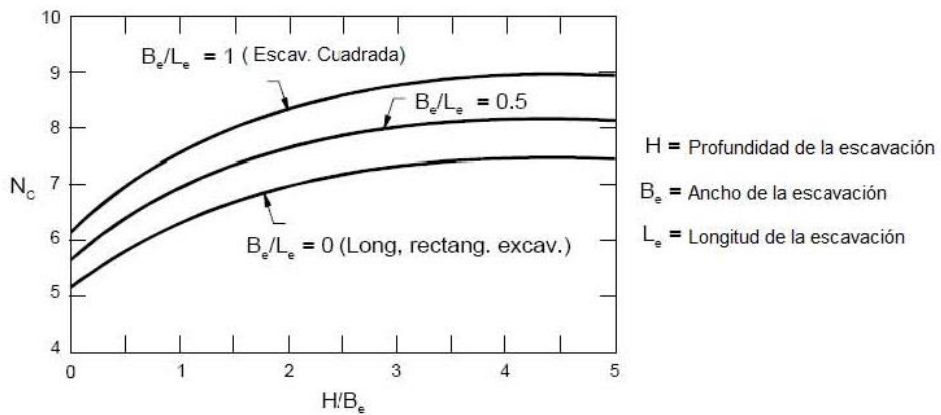
La evaluación de la capacidad de carga puede ser de utilidad cuando la excavación es realizada en suelos blandos de grano fino. Porque el reforzamiento no se extiende por debajo del fondo de la excavación, la carga desbalanceada causada por la excavación puede causar que el fondo de la excavación se levante y se presenta una falla por falta de capacidad de carga de la cimentación.



a) Deposito profundo de suelo blando de grano fino



b) Deposito poco profundo de suelo blando de grano fino y por debajo una capa de suelo duro



c) Factor de Capacidad de Carga, N_c

**Ilustración 7.- Análisis de capacidad de carga
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

El factor de seguridad contra el levantamiento propuesto por Terzagui en 1996 es:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left(\gamma - \frac{S_u}{B'} \right)}$$

Donde:

S_u = Resistencia al corte no drenado del suelo

N_c = Factor de capacidad de carga

γ = Peso unitario del suelo detrás del muro

H = Altura del muro

H_{eq} = Altura equivalente del muro = $H + \Delta H$, con ΔH es un equivalente sobrecarga.

B' = Ancho de influencia, $B' = B_e / \sqrt{2}$, donde B_e = ancho de la excavación.

El factor de capacidad de carga FSH, puede ser adoptado como 2.5 a 3 para muros temporales o permanentes.

d) Consideraciones sísmicas

La evaluación de los efectos sísmicos en la estabilidad de los muros anclados es muy importante en áreas con alto riesgo sísmico. El método pseudo-estático es usado para el análisis de la estabilidad sísmica.

La fuerza actuante en el centro gravitacional de la masa de suelo es analizado. En estos casos las componentes horizontales y verticales son expresados como:

$$F_{sh} = k_h W$$

$$F_{sv} = k_v W$$

Donde:

W = Peso de bloque del suelo

k_h = coeficiente sísmico en la dirección horizontal

k_v = coeficiente sísmico en la dirección vertical

Los coeficientes K_h y K_v son relacionados con el pico máximo de las aceleraciones del terreno horizontal y vertical, respectivamente. Los coeficientes K_h y K_v son parámetros de entrada en los programas de análisis de muros anclados de computador.

El coeficiente k_h es una fracción de la aceleración horizontal normalizada (A_m), que actúa en el centroide de la masa de suelo del muro. A_m es una función del coeficiente de aceleración máxima normalizada del terreno (A), que es la actual aceleración máxima del terreno normalizada por la aceleración de la gravedad (g), y se define como:

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

Los valores de A dependen de la estructura tectónica regional y se obtienen a partir de mapas sísmicos.

En las estructuras flexibles, como muros anclados de concreto lanzado, es razonable utilizar coeficientes sísmicos relacionados con la actividad sísmica que inducen el desplazamiento del muro. Las siguientes expresiones en las unidades SI, se pueden utilizar para estimar el coeficiente sísmico horizontal en función de la tolerancia sísmica del muro inducida por el movimiento lateral d_e antes de cualquier deslizamiento de un bloque del muro se lleva a cabo:

$$K_H = 1.66 A_m \left[\frac{A_m}{d_e(mm)} \right]^{0.25}$$

La tolerancia sísmica inducida produce desplazamientos que depende del tipo de muro y el servicio del muro proporcionado. Las ecuaciones anteriores se debe utilizar sólo para $25 \leq d_e \leq 200$ mm ($1 \leq d_e \leq 8$ pulgadas), con más valores típicos de d_e entre 50 y 100 mm (2 a 4 pulgadas).

Como se observa en estas ecuaciones, la selección de los más pequeños sismos tolerables induce una deformación resultante en los grandes coeficientes

sísmicos, que se traduce en mayores longitudes de anclajes. Se recomienda que la ecuación antes mencionada, no se debe utilizar cuando:

- El valor del coeficiente de aceleración máxima del terreno A , es $\geq 0,3$.
- El muro tiene una geometría compleja (es decir, la distribución de masa y / o rigidez de forma abrupta);
- La altura del muro es mayor que aproximadamente 15 m (45 pies).

En general es aceptable la selección de un coeficiente sísmico de muros anclados entre:

$$K_H = 0.45 A_m \text{ a } 0.67$$

La ecuación K_h , mostrada es generalmente conservadora y proporciona valores ligeramente más grandes del coeficiente sísmico de los valores resultantes de las ecuaciones anteriores. Una excepción se deben realizar cuando el valor de d es por ejemplo, [muy pequeña, menos de unos 25 mm (1 pulgada) y la aceleración horizontal normalizada es grande (aproximadamente $A_m > 0,25$).

Al analizar de forma explícita, (sin utilizar un programa de análisis), la estabilidad al deslizamiento de un muro anclado de concreto lanzado bajo cargas sísmicas, debe ser considerado el empuje total activo (P_{AE}) durante un sismo debido a las presiones de la tierra detrás del bloque o masa del suelo.

Esta fuerza es la combinación de las presiones estáticas y dinámicas activas laterales de suelo, que están inducidas por las fuerzas de inercia. Al considera equilibrio de fuerzas de deslizamiento, esta aumenta en fuerza de presión lateral que debe tenerse en cuenta en lugar de la fuerza estática P_A , en la suma de las fuerzas horizontales, ΣD , presentado en la ecuación:

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma \text{Fuerzas Resistentes Horizontales}}{\Sigma \text{Fuerzas Horizontales, } D}$$

El empuje activo total, P_{AE} , actuando detrás del bloque o masa del sistema del muro anclado de concreto lanzado se expresa, en su caso más general, como (Ebeling y Morrison, 1992):

$$P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_{AE} (1 - K_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H_1} \left[\frac{\cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \right] \right\}$$

γ = Peso unitario total del suelo detrás del bloque o masa del suelo.

H_1 = Altura efectiva de la masa de suelo que considera terreno en pendiente.

k_v = Coeficiente sísmico vertical

K_{AE} = Coeficiente de presión activa total (estática y dinámica)

q_s = Superficie de carga distribuida.

El coeficiente de presión activa puede calcularse utilizando la formulación Monobe-Okabe:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \alpha')}{\cos \omega \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta + \omega) D}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción del suelo detrás del muro.

α' = Ángulo del talud desde la vertical de la cara interior del muro.

β = Ángulo del talud superior detrás del muro.

δ = Ángulo de rozamiento de la interfaz del suelo-muro.

ω = Ángulo sobre los coeficientes sísmicos horizontales y verticales como:

$$\omega = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

D = Definido por la siguiente expresión:

$$D = 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\omega - \omega - \beta)}{\cos(\beta - \alpha') \cos(\alpha' + \delta + \omega)}}$$

El plano de falla detrás del muro es orientado con un ángulo medido desde la horizontal, que es definido como:

$$\xi = \varphi - \omega + \rho^*$$

Donde:

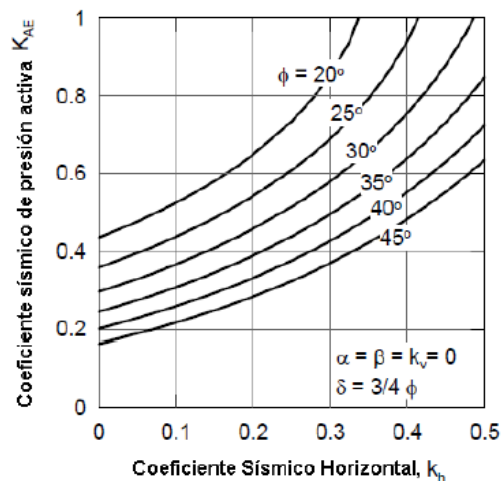
$$\rho^* = \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B) - A^2}}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

Con:

$$A = \tan(\varphi - \omega - \beta)$$

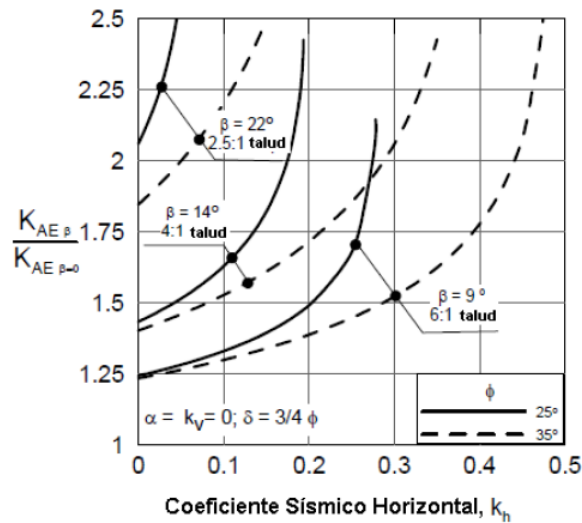
$$B = \tan(\delta + \omega + \beta)$$

El coeficiente de presión activa total K_{AE}, puede también ser estimado desde el siguiente ábaco que es el resultado de la solución generalizada de Mononobe-Okabe.



(a)

Tabla 8.- Coeficiente total de presión activa (a) para talud horizontal
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)



(b)

**Tabla 9.- Coeficiente total de presión activa (b) para talud no-horizontal
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

Los modos de falla interna se refieren a fallas en los mecanismos de transferencia de carga, entre el suelo, el anclaje y la lechada. El anclaje moviliza una fuerza de adherencia entre la lechada y el suelo circundante durante las deformaciones del muro. La fuerza de adherencia se moviliza progresivamente a lo largo de todo el anclaje, con una cierta distribución que se ve afectado por numerosos factores. A medida que la fuerza de adherencia se moviliza, las fuerzas de tracción en el anclaje se desarrollan.

Dependiendo de la resistencia a la tracción del anclaje y su longitud, de la resistencia de adherencia, de la distribución de esfuerzos en la zona de adherencia; los modos de falla internos son diferentes y variables. Los modos típicos de falla interna son:

a) Falla por arrancamiento del anclaje:

Es uno de los principales métodos de falla. Este modo de falla puede ocurrir cuando la capacidad de arrancamiento por unidad de longitud es insuficiente o

cuando la longitud del anclaje es insuficiente. El arrancamiento por unidad de longitud es definida como:

$$Q = \pi q D_{DH}$$

Donde:

q = movilización del esfuerzo cortante actuante alrededor del perímetro de la interface suelo-anclaje.

D_{DH} = promedio del diámetro efectivo del agujero de perforación.

En la ilustración 8 se muestra el modo de transferencia del esfuerzo en el anclaje. La movilización de la distribución de los esfuerzos no es uniforme, ya que depende de varios factores incluyendo la longitud del anclaje, la magnitud de la fuerza de tensión aplicada, las características de la lechada y las condiciones del suelo.

Como una simplificación se asume que es constante a lo largo del anclaje, con una transferencia constante de carga Q. Como resultado la fuerza del anclaje en el final de la longitud de arrancamiento es L_p y se la expresa como:

$$T(L_p) = T_o = Q L_p$$

La capacidad al arrancamiento, R_p , es movilizada cuando la resistencia última al arrancamiento es expresada como:

$$R_p = T_{max} = Q_u L_p$$

Con:

$$Q_u = \pi q_u D_{DH}$$

Donde:

Q_u = Capacidad al arrancamiento por unidad de longitud

q_u = Resistencia última al arrancamiento

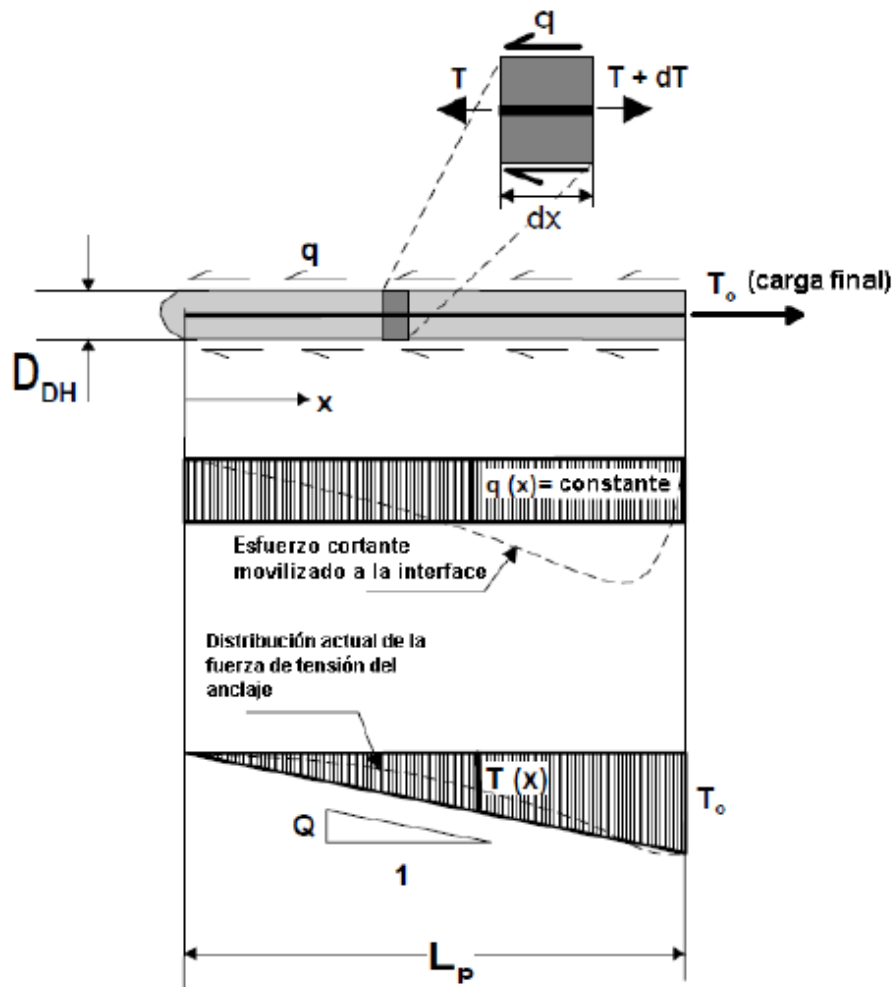


Ilustración 8.- Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

Los valores de la resistencia de adherencia última para varios tipos de suelos y métodos de perforación son estimados según el tipo de terreno y el tipo de perforación. También puede ser medida en campo utilizando la siguiente expresión.

$$q_u(kpa) = 14P_L(6 - P_L)$$

Donde:

PL: a la presión límite medida en MPa con un presiometro.

q_u = resistencia de adherencia última en KPa.

Los valores de conversión de KPa a Kg/cm², son multiplicados por 0,01019716

Los siguientes valores son usados para el diseño de la resistencia a la adherencia o capacidad al arrancamiento por unidad de longitud.

$$q_{ALL} = \frac{q_u}{FS_p}$$

$$R_{P ALL} = \frac{R_p}{FS_p}$$

Donde FS_p es el factor de seguridad a falla por arrancamiento. En general, un factor mínimo de seguridad de 2 para falla por arrancamiento.

b) Deslizamiento de la interface barra-lechada:

La resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la interface barra de acero y lechada. Es derivada principalmente desde el mecanismo de sujeción de la lechada y los resaltes de la superficie de la barra. Este mecanismo de sujeción proporciona una resistencia significativa cuando se utiliza barras corrugadas. En la práctica se recomienda el uso de estas barras corrugadas, para reducir la posibilidad de que se presente este tipo de falla.

c) Falla por tensión del anclaje:

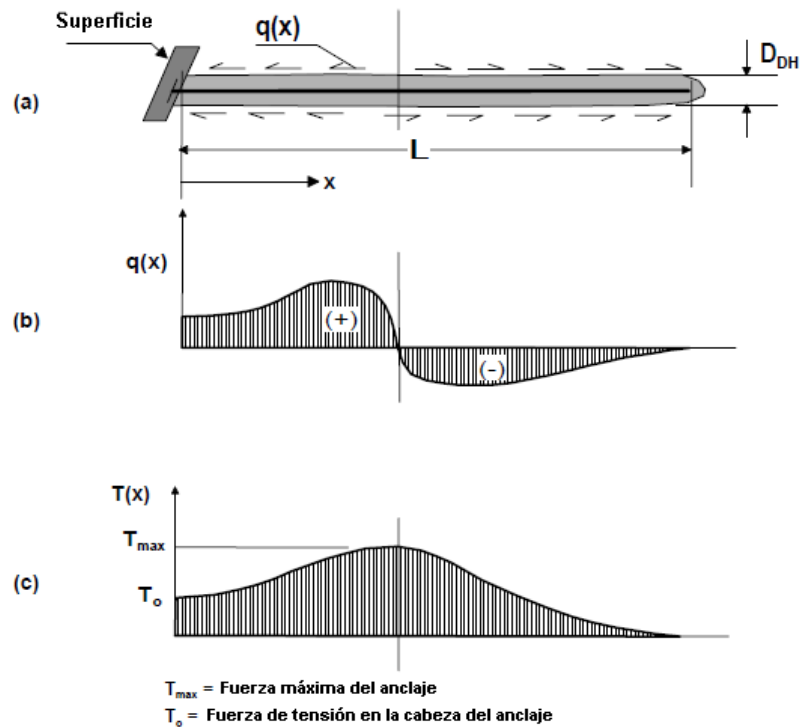
El anclaje puede fallar en tensión si la resistencia a la tracción es insuficiente.

d) Flexión y cortante de los anclajes:

Los anclajes principalmente trabajan en tracción, pero también movilizan los esfuerzos debidos a corte y flexión, en la intersección de la superficie de deslizamiento con el anclaje.

La resistencia a la flexión y cortante de los anclajes solo se da después de largos desplazamientos sobre la superficie de deslizamiento. Algunos investigadores han encontrado que la resistencia al corte y flexión de los anclajes contribuyen aproximadamente no más del 10% de la estabilidad global del muro.

La interacción del suelo-anclaje es compleja. La porción del anclaje detrás de la superficie de falla por ejemplo la zona del anclaje es arrancada afuera del talud del suelo. Las fuerzas de tensión en el anclaje, T , varía desde la zona de anclaje hasta la superficie de la siguiente manera: empieza en cero en el final del anclaje, aumenta al máximo valor, T_{max} , en la longitud intermedia del anclaje y decrece a un valor de T_o en la superficie, Ilustración 9.



**Ilustración 9.- Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

La máxima fuerza de tensión en la barra, no ocurre necesariamente en el punto donde cruza la superficie de falla por el anclaje. La movilización del esfuerzo de corte a lo largo de la interface suelo-lechada q , no es uniforme, los cambios van

de positivo a negativo, como se muestra en la ilustración 9, a y b. La distribución esquemática de la fuerza de tensión T a lo largo del anclaje se muestra en la ilustración 9c.

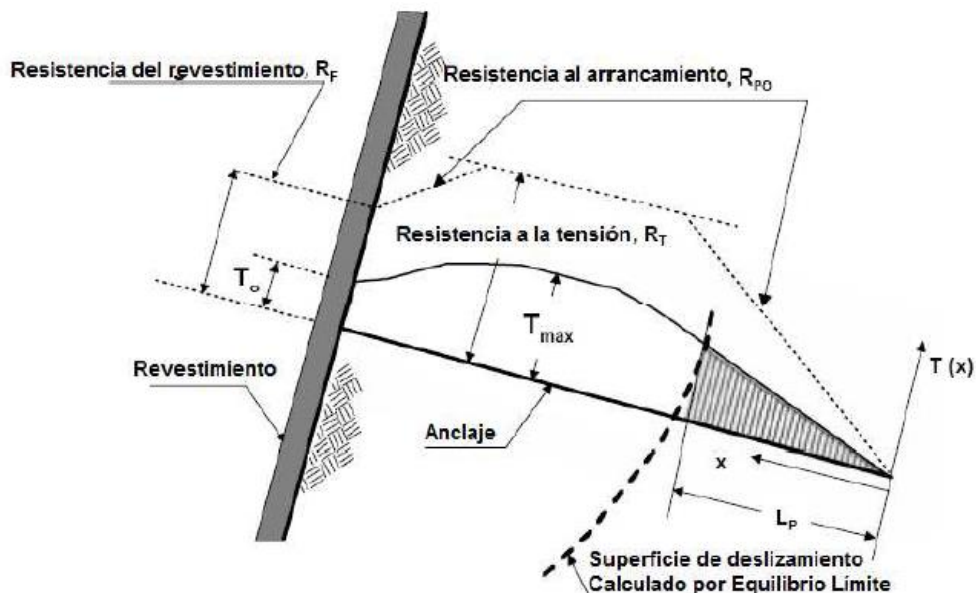
La fuerza de tensión en el anclaje aumenta en una pendiente constante, Q_u , (igual a la capacidad de arrancamiento por unidad de longitud), alcanza un máximo valor, T_{max} , y disminuye en una porción Q_u al valor de T_0 en la cabeza del anclaje. El valor de T_{max} es limitado por tres condiciones limitantes:

- La capacidad del arrancamiento, R_P
- La capacidad de tensión, R_T
- La capacidad del revestimiento, R_F

Si $R_P < R_T$ y R_F , los valores para controlar las fallas por arrancamiento de T_{max} ,

Si $R_T < R_P$ y R_F , controla las fallas por tensión T_{max} .

Si $R_F < R_T$ y R_P , controla las fallas del revestimiento, dependiendo de la relación de T_0 / T_{max} .



**Ilustración 10.- Distribución simplificada de la fuerza de tensión del anclaje
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

R_T = Resistencia a la tensión

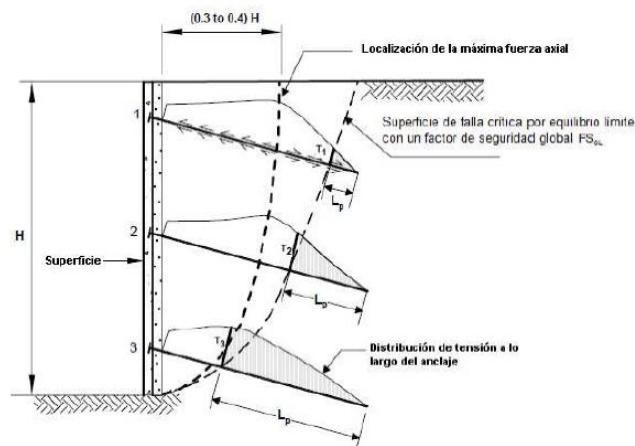
R_F = Resistencia del revestimiento

R_P = Resistencia al arrancamiento

Q_u , q_u = Relación de transferencia de carga última y resistencia de adherencia

$T_o \approx 0.6-1.0 T_{max}$

La distribución máxima de las fuerzas de tensión, es una función de la localización de los anclajes con el cruce de la superficie de falla.



**Ilustración 11.- Localización esquemática de las fuerzas de tensión máximas
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

Las fuerzas máximas de tensión en la porción superior ocurren aproximadamente entre $0,3H$ a $0,4H$ detrás del muro.

En la porción baja del muro, las fuerzas máximas de tensión ocurren aproximadamente entre $0,15H$ a $0,20H$ detrás del muro.

La localización de la superficie de falla determina la longitud de anclaje detrás de la superficie de falla, L_p .

Las fuerzas de tensión pueden incrementarse moderadamente en un 15% en el periodo comprendido entre las condiciones finales de construcción y las condiciones a largo tiempo.

Esta carga adicional no es calculada ya que es tomada en cuenta en las consideraciones de diseño por los factores de seguridad.

e) Fuerzas de tensión en el revestimiento del muro

La fuerza de tensión del anclaje en la superficie del muro, T_0 , es menor o igual a la fuerza máxima de tensión, por comparaciones la relación entre la fuerza normalizada de la cabeza de anclaje y la fuerza máxima del anclaje varía desde 0.6 a 1.0. En la mitad superior del muro, el rango normalizado de la fuerza en la cabeza del anclaje está entre 0.4 a 0.5 y en la mitad baja del muro las fuerzas decrecen gradualmente y tienden a ser cero en el fondo. Considerando el área de influencia y la normalización, la cabeza del anclaje y la fuerza de tensión varía desde:

$$T_0 = 0.60 K_A \gamma H \text{ a } T_0 = 0.70 K_A \gamma H$$

Basados en los resultados de Clouterre (1991) la guía de diseño recomendada y adoptada en valores de servicio de la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje como:

- 60% de la carga máxima de servicio para un anclaje para un espaciamiento vertical de 1,0 m o menor del anclaje.
- 100% de la carga máxima de servicio para un anclaje para un espaciamiento vertical de 3,0 m o mayor.
- Una interpolación lineal para espaciamientos intermedios de los anclajes.

Esta recomendación es formalmente expresada como:

$$T_0 = T_{max-s} [0.6 + 0.2 (S_{max}[m] - 1)]$$

Donde:

T_0 = Fuerza de tensión de diseño de la cabeza del anclaje.

T_{max-s} = Fuerza de tensión de diseño máxima obtenida desde el análisis de estabilidad global.

S_{max} = Máximo espaciamiento de los anclajes, usando un espaciamiento máximo horizontal y vertical S_V y S_H en la ecuación anterior.

Para un espaciamiento típico de la cabeza del anclaje de 1.5 m la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje corresponde a cargas de servicio del

revestimiento recomendadas cerca de 0.7 veces la carga de servicio máxima del anclaje.

f) Falla por flexión de la pantalla

El reforzamiento del muro anclado de concreto lanzado puede ser considerado como una plancha o losa de concreto reforzado continuo donde la carga es la presión lateral del suelo actuando sobre el revestimiento del muro y los soportes son las fuerzas de tensión en los anclajes.

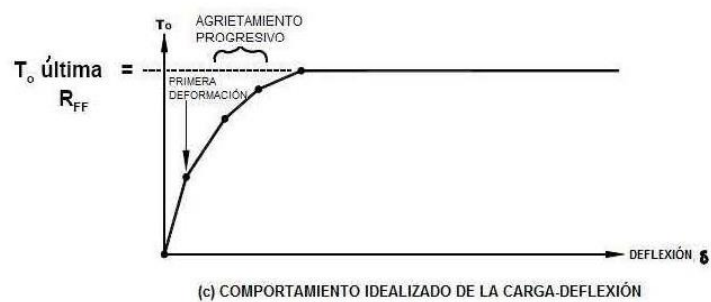
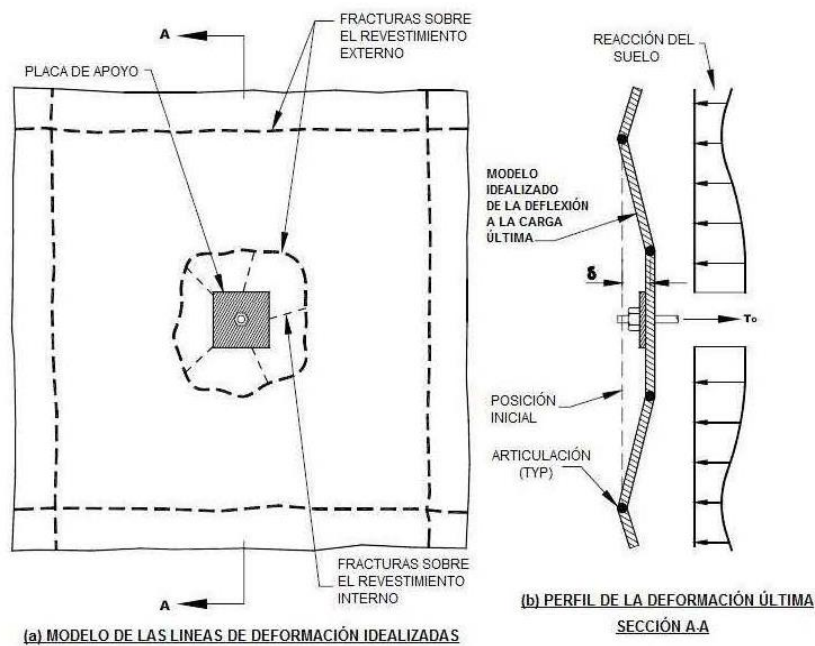


Ilustración 12.- Falla por flexión progresiva en revestimiento del muro Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

Las cargas desde la presión lateral del suelo y la reacción en los anclajes inducen a momentos flexionantes en la sección del revestimiento.

- Momentos positivos son generados en la mitad entre los anclajes.
- Momentos negativos son generados alrededor de los anclajes.

Si estos momentos son excesivos puede ocurrir una falla por flexión del concreto lanzado.

g) Capacidad de flexión del revestimiento

Como con otras estructuras de reforzamiento de concreto o concreto lanzado, las fallas por flexión son conseguidas progresivamente. Después de la primera deformación de la sección del revestimiento, progresivos agrietamientos toman lugar sobre ambos lados del revestimiento con los incrementos de la presión lateral del suelo. Como la presión lateral aumenta, crecen las fisuras y las deflexiones (δ) y las fuerzas de tensión se incrementan. Fisuras individuales indican donde la capacidad de flexión es conseguida.

Eventualmente, un estado último de la estructura es conseguida cuando todas las fisuras se conectan, actúan como bisagras, y forman un mecanismo de referencia como el modelo de la línea de deformaciones críticas. La línea de deformaciones depende de varios factores incluyendo la presión lateral del suelo, el espaciamiento horizontal y vertical de los anclajes, tamaño de placa de apoyo, espesor del revestimiento, diseño del refuerzo, y la resistencia del concreto, se asocian con una presión máxima del suelo.

En teoría, la presión del suelo que causa fallas del revestimiento puede ser aplicado a un área de influencia alrededor de la cabeza del anclaje, a una fuerza de tensión del anclaje y una reacción es obtenida. La capacidad de flexión del revestimiento, R_{FF} , es relacionada a la capacidad de flexión por unidad de longitud del revestimiento.

La capacidad de flexión por unidad de longitud es el momento máximo resistente por unidad de longitud que puede ser movilizada en la sección del revestimiento.

Basados en los conceptos de la línea de deformación R_{FF} puede ser estimada como el mínimo de:

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} * (a_{vn} + a_{vm})[mm^2/m] * \left(\frac{S_h * h [m]}{S_v} \right) * f_y [MPa]$$

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} * (a_{hn} + a_{hm})[mm^2/m] * \left(\frac{S_h * h [m]}{S_v} \right) * f_y [MPa]$$

Donde:

C_F = Factor que considera presiones de suelo no uniformes detrás de la superficie del muro.

h = Espesor del revestimiento.

d = Mitad del espesor del revestimiento

a_{vn} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección vertical en la cabeza del anclaje.

a_{vm} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección vertical en el centro.

a_{hn} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección horizontal en la cabeza del anclaje.

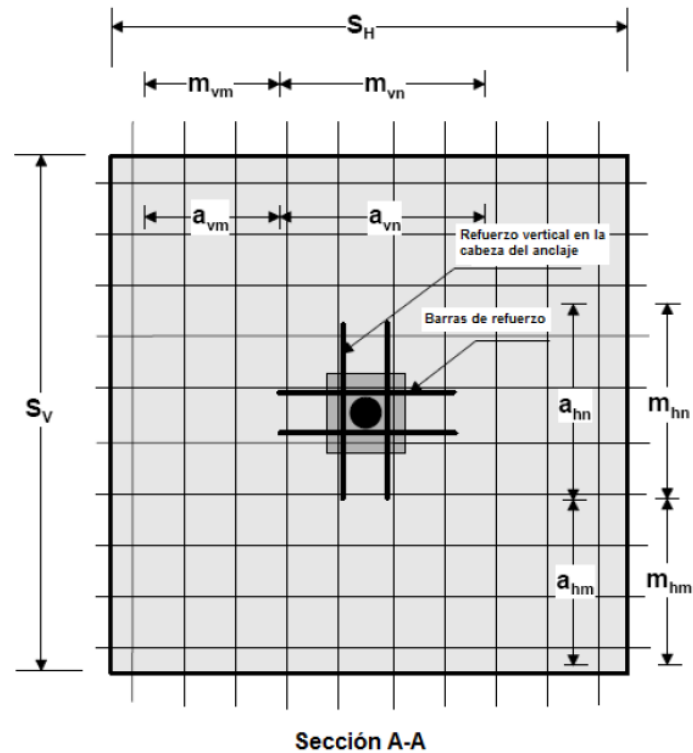
a_{hm} = Refuerzo área de sección transversal por unidad de longitud en la dirección horizontal en centro.

S_H = Espaciamiento horizontal del anclaje

S_V = Espaciamiento vertical del anclaje

f_y = Resistencia a la fluencia del reforzamiento

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto



**Ilustración 13.- Geometría usada en el modo de falla por flexión
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

m_{vm} = Resistencia a la flexión vertical (mitad de la extensión)

m_{vn} = Resistencia a la flexión vertical (cabeza del anclaje)

m_{hm} = Resistencia a la flexión horizontal (mitad de la extensión)

m_{hn} = Resistencia a la flexión horizontal (cabeza del anclaje)

Área de la sección transversal de la malla electrosoldada (por unidad de longitud)

a_{vm} = Resistencia a la flexión vertical (mitad de la extensión)

a_{vn} = Resistencia a la flexión vertical (cabeza del anclaje)

a_{hm} = Resistencia a la flexión horizontal (mitad de la extensión)

a_{hn} = Resistencia a la flexión horizontal (cabeza del anclaje)

ah_n = Resistencia a la flexión horizontal (cabeza del anclaje)

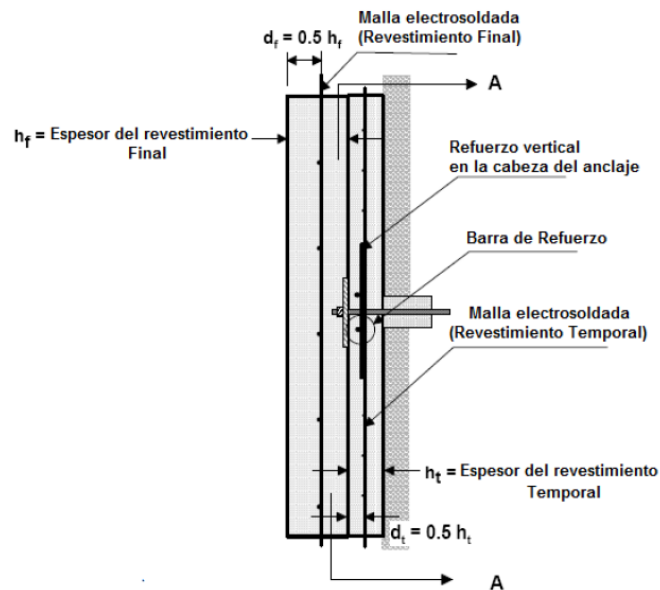


Ilustración 14.- Presión del suelo en la cabeza del anclaje
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

El factor C_F se toma en cuenta dentro de la estimación de la presión de suelo no uniforme detrás del revestimiento, representadas por una relación nominal de la presión de suelo detrás del anclaje y la presión del suelo entre la mitad de los anclajes.

La distribución de presión del suelo detrás del revestimiento del muro es generalmente no uniforme. La presión del suelo es afectada por condiciones del suelo y la rigidez del revestimiento.

Alrededor de la cabeza de los anclajes, la presión del suelo es más grande que la presión de suelo entre la mitad de los anclajes.

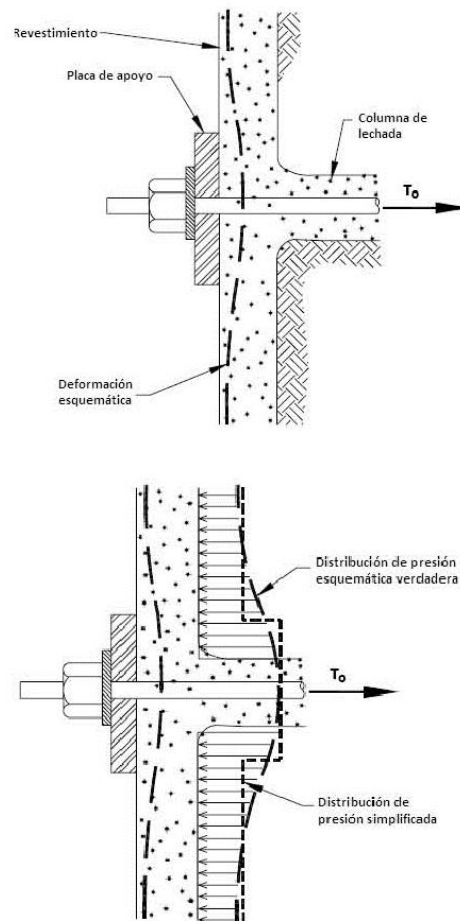
La distribución de la presión en el revestimiento depende de la rigidez del revestimiento. Cuando el revestimiento es relativamente delgado por ejemplo en muros temporales, la rigidez del revestimiento es relativamente baja, causando deformaciones del revestimiento en las secciones intermedias.

En la práctica el área de la sección transversal de reforzamiento en la dirección horizontal es igual como en la dirección vertical, por ejemplo $a_{hm} = a_{vn}$ y $a_{hm} = a_{vm}$, sin embargo el caso más crítico viene dado por el mínimo de S_H/S_v y S_v/S_H .

Cuando el espaciamiento del reforzamiento de los anclajes es igual en las direcciones horizontal y vertical y se usa acero de 420 MPa, las ecuaciones son:

$$R_{FF} [KN] = 1.6 * C_F * (a_{vn} + a_{vm}) [mm^2/m] * h [m]$$

Esta ecuación puede ser usada para muros temporales o permanentes, el espesor del revestimiento temporal de concreto es generalmente despreciable cuando la evaluación de la capacidad del revestimiento permanente es demostrada.



**Ilustración 15.- Distribución de la presión del suelo detrás del revestimiento
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

Si verticalmente son usados barras de refuerzo sobre la cabeza de los anclajes, el área de reforzamiento total por unidad de longitud en la dirección vertical puede ser calculado como:

$$a_{vn} = a_{vm} + \frac{A_{vW}}{S_H}$$

Donde:

A_{vW} = Área de la sección transversal de barras de refuerzo en la dirección vertical, este concepto puede ser usado en la dirección horizontal. Si se usa refuerzo vertical para muros permanentes instalados con malla electrosoldada, el área total de reforzamiento puede ser convertido por unidad de longitud como:

$$a_{vm} = \frac{A_{vm}}{S_H}$$

Donde:

A_{vm} = Total de área transversal de refuerzo o de barras de refuerzo en la dirección vertical.

Dada la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje, T_0 , y la capacidad de flexión del revestimiento, el factor de seguridad contra la falla por flexión del revestimiento; puede ser definido como:

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_0}$$

El mínimo factor de seguridad es de 1.35 se adopta para cargas estáticas en muros temporales y 1.5 para las cargas estáticas en muros permanentes.

Al igual que con otras estructuras de concreto armado, la cantidad de refuerzo colocado en el revestimiento del muro anclado de concreto lanzado, generalmente se sitúa entre los límites prescritos. La cantidad de refuerzo se puede expresar

como la relación de refuerzo (ρ o ρ_{ij}) en la dirección "i" de (vertical u horizontal) y en la ubicación "j" (cabeza del anclaje o centro).

$$\rho_{ij} = \frac{a_{ij}}{0.5h} * 100$$

Donde:

a_{ij} = Área transversal del refuerzo por unidad de ancho en la dirección "i" y ubicación "j". La cuantía de armadura mínima es expresada en unidades SI, por lo general ocurre en centro y se define como:

$$\rho_{min} = 20 * \frac{\sqrt{f'c[MPa]}}{f_y[MPa]}$$

La cuantía máxima de la armadura se recomienda que sea:

$$\rho_{max} = 50 * \frac{f'c[MPa]}{f_y[MPa]} \left[\frac{600}{600 + f_y[MPa]} \right]$$

Por lo tanto, el refuerzo debe ser colocado: $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$.

Además, la proporción de la armadura en el anclaje y las zonas centro de la luz debe ser inferior a 2,5, para garantizar proporción comparable a la relación de capacidad a la flexión.

h) Capacidad de corte al punzonamiento

La falla de corte al punzonamiento del revestimiento puede ocurrir alrededor de la cabeza del anclaje y debe ser evaluada.

Como la fuerza de tracción en la cabeza del anclaje aumenta a un valor crítico, las fracturas pueden formar un mecanismo de falla local alrededor de la cabeza del anclaje. El resultado es una superficie de falla cónica que se extiende detrás de la placa de apoyo o del conector de cortante y a través del revestimiento con una inclinación de unos 45 grados.

El tamaño del cono depende del espesor del revestimiento y el tipo de la conexión anclaje-revestimiento.

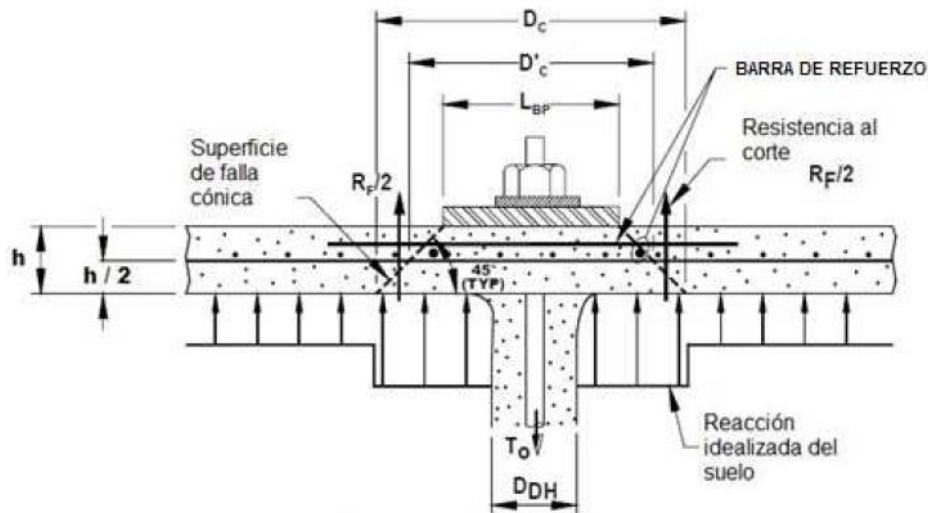


Ilustración 16.- Falla de corte por punzonamiento
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

Como es común para las losas de concreto estructurales sometidas a cargas concentradas, la capacidad de la cabeza-anclaje debe evaluarse teniendo en cuenta la capacidad de punzonamiento, R_{FP} , y se puede expresar como:

$$R_{FP} = C_P V_F$$

Donde:

V_F = Fuerza punzonamiento actuando a través de la sección.

C_P = Factor de corrección que tiene en cuenta la contribución de la capacidad de soporte del suelo.

La fuerza de punzonamiento se puede calcular teniendo en cuenta tanto las unidades SI mediante ecuaciones estándares para punzonamiento. Estas ecuaciones toman en cuenta el tamaño de una superficie cónica de falla con un diámetro D'_c en el centro del revestimiento y la altura de H_c .

$$V_F [KN] = 330 \sqrt{f'_c [MPa]} \pi D'_c [m] h_c [m]$$

Donde:

D'_c = Diámetro efectivo de la superficie de falla cónica al centro de la sección (se considera un promedio de la superficie de falla cilíndrica)

h_c = Profundidad efectiva de la superficie cónica.

El factor de corrección del C_P se utiliza para tener en cuenta el efecto de la presión del suelo detrás del revestimiento del muro que actúa para estabilizar el cono. Si no hay una reacción de la sub-rasante se considera, $C_P = 1,0$. Cuando la reacción del suelo se considera, C_P puede ser alta como 1,15. A efectos prácticos, la corrección se suele omitir lo que se considera como $C_P = 1,0$.

Estas ecuaciones se pueden utilizar tanto para revestimiento temporal como permanente. Sin embargo, el tamaño de la superficie cónica (valores de D'_c y h_c), deben ajustarse a considerar el tipo específico de revestimiento. Para el revestimiento temporal, las dimensiones de la placa de apoyo y espesor del revestimiento debe ser considerado.

La medida efectiva de la superficie cónica puede ser considerada como:

$$D'_c = L_{BP} + h$$

$$h_c = h$$

Donde:

L_{BP} = Longitud de la placa de apoyo

h = espesor del revestimiento

Transferida la fuerza de tensión en la cabeza de anclaje, T_o , y la capacidad de corte por punzonamiento del revestimiento, el factor de seguridad para corte por punzonamiento, FS_{FP} , puede ser definida como:

$$FS_{FP} = \frac{R_{FP}}{T_0}$$

El factor mínimo de seguridad es adoptado como 1.35 para cargas estáticas en muros temporales, y de 1.5 para cargas estáticas en muros permanentes.

i) Desplazamiento del muro

Durante la construcción y después de la construcción de un muro anclado de concreto lanzado, el suelo detrás de este tiende a deformarse hacia afuera. El momento es iniciado por un incremento rotacional en el pie del muro, similar al momento de un muro de retención cantiléver.

Datos empíricos mostrados para muros anclados con una relación típica L/H entre 0.7 y 1.0 y con despreciables sobrecargas, los valores típicos de seguridad global (FS_G) son de 1.5 y el máximo desplazamientos horizontal y vertical a largo tiempo de la parte superior del muro, δ_h y δ_v , respectivamente puede ser estimado de la siguiente manera:

$$\delta h = \delta v = \left(\frac{\delta_H}{H} \right) i * H$$

Donde:

$(\delta_h/H)_i$ = Relación dependiente de las condiciones del suelo "i"

H = Altura del muro

Los valores de la zona de influencia donde las deformaciones del terreno son visibles, son definidos por una distancia horizontal detrás del muro anclado de concreto lanzado, D_{DEF} , y puede ser estimada con la siguiente expresión:

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

Donde:

α = Ángulo de inclinación del muro.

C = Coeficiente.

Como una primera estimación, las deflexiones horizontales son mayores a $0.005H$ durante la construcción debería ser una causa de interés y que son generalmente un límite superior de desempeño aceptable. Cuando excesivas deformaciones se consideran muy probable con una configuración específica del muro, algunas modificaciones al diseño original pueden ser consideradas.

Deformaciones del muro anclado de concreto lanzado, se puede reducir mediante el uso de un muro de contención y la instalación de anclajes más largos en la parte superior del muro, utilizando un factor de seguridad más alto.

Los desplazamientos tienden a continuar después de la construcción del muro anclado de concreto lanzado, a veces hasta 6 meses, dependiendo del tipo de suelo. Típicamente, la deformación posterior a la construcción aumenta un 15 por ciento de las deformaciones observadas antes de su construcción.

Como resultado de este movimiento, la tensión adicional se desarrolla en los anclajes. En general, los suelos de grano fino de alta plasticidad (es decir, aproximadamente el $IP > 20$) y alto contenido de agua (tal que $IL > 0.2$) tienden a incurrir en una deformación por períodos más largos de tiempo.

j) Deformaciones permanentes por sismos

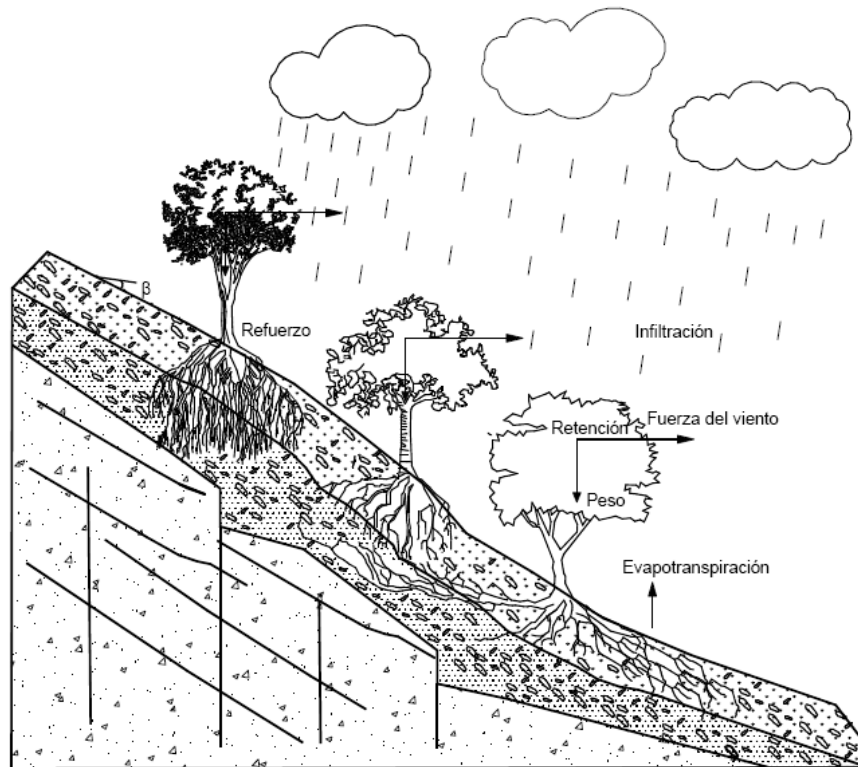
La experiencia ha mostrado que las deformaciones permanentes tienden a ser pequeñas cuando se utiliza el rango típico de coeficiente sísmico que se ha descrito anteriormente (es decir $0.5 \leq kh / A_m \leq 0.67$) en el diseño de los sistemas flexibles de muros anclados. Sin embargo, esto sólo es cierto siempre y cuando la resistencia del suelo detrás de la pared no se reduce de manera significativa durante eventos sísmicos.

Deformaciones permanentes del muro anclado de concreto lanzado debido a un evento sísmico puede ser estimada con el procedimiento. Este método consiste

en calcular el desplazamiento de una masa potencial de deslizamiento de tierra en una forma análoga a la de deslizamiento de un bloque rígido en una rampa sometida a una carga cíclica.

2.4.2 Revegetación

Constituye una solución técnica destinada inicialmente a la restauración paisajístico-ambiental de la zona de actuación, y que trata de devolver a la superficie del talud o de la ladera la protección activa que la cubierta vegetal le ofrecía.



**Ilustración 17.- Estabilización de taludes utilizando vegetación
(Deslizamientos Técnicas de Remediación – Suarez 1998)**

Se trata de una técnica de aplicación directa sobre la superficie del terreno y que se realiza una vez ejecutada la excavación en suelo. Pero el gran problema que ofrece esta técnica es la necesidad de un período de establecimiento que variará de unos casos a otros en función del tipo de vegetación, las características físico-

químicas del material del talud, geometría del talud, climatología, etc., factores analizados dentro del problema de la erosión.

Es necesario establecer cuál es la velocidad de implantación de la vegetación para que el entramado que conforman las raíces pueda llegar a contener la superficie del terreno de forma que no sufra los efectos de la erosión. Una vez establecida, será necesario compararla con la velocidad de erosión del talud o ladera.

En suelos cohesivos, en los que la velocidad de implantación de la revegetación es alta frente a la erosión, el suelo tiene un comportamiento activo; es capaz de aguantar el tiempo suficiente para la regeneración de una cubierta vegetal, con capacidad de control de la erosión, y por tanto activa ante los efectos de la erosión.

La vegetación necesita un corto período de tiempo para su crecimiento y una vez producido este, facilita el drenaje superficial. No obstante, para su desarrollo necesita ciertas condiciones naturales para su establecimiento y crecimiento, o al menos, ciertos cuidados y atenciones de no ser favorables las condiciones: riego de la superficie en casos en que no exista humedad o aporte hídrico suficiente, presencia de aglomerante en la hidrosiembra para evitar el lavado de la semilla por parte del agua de lluvia, etc.

En suelos poco cohesivos la erosión es más acelerada y se produce un arrastre del suelo y del sustrato más rápidamente; en estos casos, la velocidad de erosión es mayor que la de implantación de la revegetación. Así, el crecimiento de la cubierta vegetal es lento por las dificultades que presenta, e incluso se hace necesario el aporte de sustrato orgánico cuando los suelos son completamente inertes para el desarrollo de la vegetación.

La vegetación no es capaz de crear un entramado de raíces capaz de anclar el terreno y evitar los fenómenos erosivos antes de que estos empiecen a arrastrar y a lavar la superficie, provocando una reacción en cadena que inestabilizará

inicialmente la superficie pudiendo afectar en el tiempo a la estabilidad global del conjunto. La vegetación no es capaz de ofrecer una protección activa hasta su completa implantación, y durante este período, necesita de una medida de control de la erosión y estabilización superficial que la supla y le proporcione el tiempo necesario para su completo desarrollo, a la vez que retenga la semilla y el sustrato para permitir el crecimiento de la vegetación.

Una vez desarrollada la vegetación, se produce un control de la erosión evitando que no evolucione hacia inestabilidades superficiales o globales, además de una estabilización superficial que alcanza muy poca profundidad (de 10 a 20 centímetros), siempre en función del entramado y profundidad a la que lleguen las raíces de las plantas.

En resumen, cuando la velocidad de erosión es mayor que la de implantación, la medida de revegetación es efectiva; cuando la velocidad de erosión es mayor que la de implantación, exige la existencia de una medida de control de la erosión capaz de frenar los procesos erosivos hasta que la cubierta vegetal sea activa; de no ser así, empezarán a aparecer fenómenos de erosión que conducirán a inestabilidades de carácter superficial o incluso de carácter global.

En muchos casos, la revegetación aparece como medida complementaria en técnicas de estabilización global del talud, cumpliendo la misión de control de la erosión y su evolución posterior en el tiempo hacia inestabilidades y problemas de mayor magnitud.

La vegetación, aparte de servir como medida de integración de un talud ejecutado por el hombre en el entorno, puede tener un papel muy importante en dar mayor estabilidad en taludes. La presencia de vegetación conlleva dos efectos diferenciados: un efecto hidrológico que afecta a la infiltración, evaporación, transpiración, y a todos los demás fenómenos hidrológicos que se producen en la Naturaleza, y por otra parte la vegetación tiene un efecto de carácter mecánico

sobre el talud, reteniendo partículas del suelo, disminuyendo la acción del viento, o atenuando la degradación del talud.

Todos estos factores van a influir sobre las obras de drenaje, tanto superficiales como profundas, ya que cuanto mayor sea la cobertura vegetal, menor será el agua de escorrentía y mayor será la capacidad de almacenamiento de agua del suelo. Esto significará también una reducción de los procesos erosivos que se pueden producir en el talud.

Como efectos mecánicos, se puede resaltar que la existencia de una cubierta vegetal aumenta la resistencia y la estabilidad del suelo en el que se desarrolla, al tiempo que protege la superficie de los terrenos ante la acción de agentes externos.

Además de todo esto, no se puede olvidar la protección que supone la vegetación contra la acción del viento; si bien la erosión eólica no es la más perjudicial, en algunos casos de suelos desnudos, puede llegar a ser muy importante.

En definitiva, la revegetación de la superficie de los taludes permite:

- Integrar la obra en el entorno, consiguiendo un embellecimiento y un entorno agradable a los usuarios de las vías.
- Estabilización geotécnica de ciertos tipos de terrenos poco consolidados.
- Proteger, a través de la cubierta vegetal, las zonas con riesgo de erosión, tanto eólica como hídrica.
- Evitar sobredimensionamiento de redes de drenaje por acumulación de materiales arrastrados.

2.4.2.1 Modificación de las propiedades mecánicas

- a) Refuerzo del suelo por las raíces

Las raíces de la vegetación forman un entramado que refuerza la estructura del suelo y aumenta su resistencia al deslizamiento. Así, las raíces actúan de forma análoga a si se dispusiese malla tridimensional en un suelo desnudo.

Las plantas de tipo arbustivo de pequeño tamaño, ejercen una influencia en el refuerzo que en algunos casos puede llegar hasta una profundidad de entre 0.75 y 1.5 m, aunque usualmente se suele quedar entre los 10 y los 20 centímetros de profundidad, mientras que los árboles pueden llegar a profundidades de más de 3 m, dependiendo de cómo sea la estructura de sus raíces.

La magnitud del refuerzo proporcionado por el sistema radicular, depende de los siguientes factores:

- Densidad de la red de raíces.
- Resistencia a la tracción.
- Módulo de tracción.
- Relación longitud/diámetro.
- Rugosidad superficial.
- Índice de alineamiento de las raíces.
- Orientación respecto a la dirección del esfuerzo principal.

b) Anclaje, contención y arqueamiento

Las raíces de la vegetación se introducen en el terreno y evitan que éste deslice, ya que le sujetan de forma mecánica. De esta forma contribuyen a la estabilidad de la ladera.

Al penetrar las raíces en el terreno, es posible que lleguen a estratos más firmes, con lo que se puede conseguir un cuido del terreno inestable al estrato competente, es decir, pueden suponer unos anclajes naturales del talud o terreno.

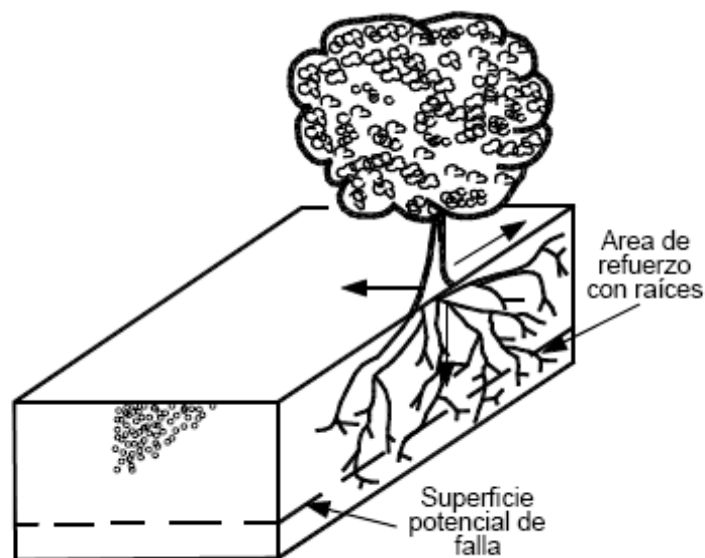


Ilustración 18.- Refuerzo por raíces
(Deslizamientos Técnicas de Remediación – Suarez 1998)

El terreno que cada planta puede estabilizar se puede asemejar a un cilindro de diámetro y altura variable con la longitud y la tipología de la raíz de que se trate. Se puede producir un fenómeno denominado arqueamiento cuando la cubierta vegetal no es muy grande y puede existir terreno entre árboles que no está anclado. Es probable que se produzca entonces un deslizamiento parcial de dicho terreno, mientras que el terreno anclado por los árboles permanece inmóvil.

c) Acuñamiento

En algunos lugares puede darse el efecto contrario al deseado, y que las raíces contribuyan a la inestabilidad de las laderas.

Esto sucede en aquellos casos en que las raíces se introducen entre las grietas del terreno, o incluso generan otras nuevas grietas que pueden dar lugar al deslizamiento del talud. Al introducirse en una grieta la raíz según va creciendo, se produce un efecto cuña que abre dicha grieta.

Igualmente, las raíces pueden abrir nuevos caminos para la penetración del agua con lo que también aumenta la inestabilidad, aparte de que si el clima es severo, crece el riesgo de inestabilidad debido al ciclo de hielo - deshielo.

d) Sobrecargas: peso de la vegetación y empuje del viento

La presencia de árboles significa una sobrecarga importante en el terreno. Sin embargo la presencia de arbustos y de una cubierta herbácea no repercute como una sobrecarga en el suelo.

Esta sobrecarga puede actuar positiva o negativamente, dependiendo de que la fuerza predominante sea la vertical que aumenta la fricción entre el suelo y la superficie de deslizamiento, o la componente horizontal que se suma a todas las demás fuerzas desestabilizadoras.

El predominio de una de estas componentes (vertical u horizontal), está muy influenciado por la geometría del talud, la distribución espacial de la vegetación y las propiedades del suelo.

La situación ideal para que estas fuerzas jueguen a favor de la estabilidad del conjunto, es que los árboles y, por tanto la sobrecarga, se ubiquen en la parte baja de la ladera.

También es interesante la influencia que va a tener el viento al incidir sobre la cobertura vegetal. Generará una fuerza de arrastre, cuya magnitud dependerá de las siguientes variables:

- Velocidad del viento.
- Altura de los árboles.
- Extensión de la cubierta.
- Pendiente del talud.

2.4.2.2 Modificación del régimen de circulación del viento y protección frente a su capacidad de erosión

El poder erosivo de la acción eólica está directamente relacionado con la fuerza del viento para levantar y transportar las partículas del suelo. Esta fuerza a su vez está directamente relacionada con la velocidad del viento.

La cubierta vegetal reduce considerablemente la velocidad del viento y por tanto la capacidad de erosión del mismo se ve muy mermada, a la vez que es capaz de modificar en parte la dirección del viento.

La vegetación actúa como una barrera que se opone a la propagación de las ondas sonoras, creando zonas de sombra acústica; por lo tanto, en algunos casos, la vegetación también es utilizada como medida de atenuación del ruido.

2.4.2.3 Selección de las especies adecuadas

Los vegetales, como todos los seres vivos, tienen unas exigencias en cuanto a su nutrición, clima, suelo, exposición, sociabilidad, altitud, etc., que deben mantenerse dentro de ciertos límites, que si se sobrepasan pueden producir la muerte de la planta. Existe un valor óptimo dentro de estos límites, en el que la planta alcanza sus mejores desarrollos y también los más sanos, pues el vigor que le proporciona esta situación favorable, le permite resistir bien las enfermedades y plagas.

La elección acertada de las especies a utilizar en cualquier tipo de trabajo de revegetación resulta de la más absoluta importancia. Generalmente, dicha elección debe fundamentarse en los siguientes criterios:

- Determinar y seleccionar las especies autóctonas del entorno de la zona de actuación que sean más adecuadas a nuestras necesidades.
- Primar el empleo de especies de fácil implantación, gran capacidad de protección del suelo y desarrollo no demasiado lento.

- No escoger especies que, si bien forman parte de la vegetación potencial de la zona, no es posible su empleo por razones técnicas o económicas.
- En otras ocasiones el problema puede ser tanto la imposibilidad de obtener semillas o plantas en cantidad y calidad (por no existir normalmente en el mercado), como su elevado costo.

Por otra parte, aunque lo ideal es emplear especies autóctonas, no hay que descartar nunca la posible utilización de especies de contrastada eficacia, aunque no sean propias de la zona en la que nos encontramos.

Es de gran importancia realizar un control de la elección de especies, si se quiere alcanzar los objetivos deseados, así como evitar el gasto excesivo que supone emplear especies y densidades inadecuadas.

Las condiciones del suelo del talud son, generalmente, muy poco adecuadas para la implantación de la cubierta vegetal, por ello, puede resultar necesario realizar la colonización vegetal por etapas sucesivas, similares a las que tienen lugar en la evolución natural. Se introducen, en primer lugar, especies rústicas, frugales, de carácter colonizador, y una vez suficientemente asentadas, se van introduciendo otras de mayor categoría biológica, que encontrarán, de esta forma, preparado el terreno para su supervivencia.

2.4.2.4 Técnicas de revegetación

a) Siembra

La siembra directa consiste en la distribución de las semillas directamente sobre la zona a revegetar. Este método puede aplicarse a enlaces, taludes de poca pendiente y márgenes y medianas amplias. Es de gran interés para la implantación de herbáceas, matas y arbustos. Desde el principio puede pensarse,

para estos taludes de poca pendiente, en implantar también cubierta arbórea. Las técnicas a emplear para la siembra de taludes varían según su configuración, sobre todo su tamaño y pendiente.

Las siembras pueden realizarse a voleo o utilizando aperos normales de labranza, como sembradoras, gradas, etc., siempre que las pendientes sean pequeñas y los taludes tengan acceso, preferiblemente por la parte superior, de forma que pueda realizarse la mecanización con tractor de ruedas o de cadenas.

Para las especies arbóreas y arbustivas también podría realizarse la siembra en zanjas y hoyos.

Es importante realizar una buena preparación del terreno, una selección de especies acertada y elegir la época adecuada para llevar a cabo la siembra.

La cantidad de semillas a utilizar por unidad de superficie, está en función del número de plantas que se desee conseguir, del número de semillas que entren por unidad de peso, de la pureza y capacidad de germinación de la semilla, y del índice de supervivencia, que está a su vez en función de las características del terreno, de la especie elegida, y de las condiciones climáticas.

Algunos autores utilizan la fórmula siguiente para obtener el número de semillas:

$$C = \frac{N}{S * P * G * K}$$

Donde:

C = Cantidad de semilla a sembrar en gramos / m²

N = Número de plantas que se desea obtener por m²

S = Número de semillas puras por gramo

P = Pureza de la semilla

G = Capacidad de germinación de la semilla

K = Índice de supervivencia. Representa el porcentaje de semillas germinadas que originan una planta viva al cabo de un año. Este valor no suele ser conocido, por lo que en ese caso se hace una estimación.

b) Hidrosiembra

Es una técnica de siembra inventada en 1953 en los Estados Unidos, que consiste en la proyección sobre el terreno de una mezcla de semillas, fijadores, fertilizantes, mulch, aditivos y agua mediante una máquina hidrosembradora.

Permite la estabilización del terreno realizando un trabajo rápido y eficaz, sobre todo el tratamiento de superficies de gran pendiente o en terrenos con ausencia de material orgánico, en suelos poco consolidados y en espacios inaccesibles para el sembrado de métodos habituales.

El hidrosembado es un tipo de actuación que se realiza en aquellas zonas donde existe un riesgo potencial de erosión dado que las técnicas de sembrado convencionales no tienen la capacidad para vegetar las laderas con mucha pendiente minimizando el impacto ambiental que producen las grandes obras de infraestructura.



Fotografía 9.- Proyección de hidrosiembra (Hidrosiembra – Dendro SAC)

La cubierta vegetal de un talud constituye un factor importante para su estabilidad, porque produce indudablemente efectos beneficiosos sobre todo en lo que se refiere a la protección de la superficie.

El movimiento de tierras que se produce en la construcción de cortes y rellenos, inevitablemente hace que se elimine la cubierta vegetal de forma que la superficie del talud queda expuesta a los agentes de meteorización lo que hace que se desarrollen zonas superficiales en las que la estabilidad se ve afectada.

El beneficio que produce la presencia de vegetación, hierba, arbustos y árboles, se atribuye a una serie de efectos relacionados con la mejora de las condiciones de la zona superficial del talud, como por ejemplo:

a) Atenuación del efecto del viento

La presencia de la vegetación hace que el viento incida de forma más atenuada en el terreno que constituye la zona superficial de talud, evitando o reduciendo el efecto de posibles erosiones.

b) Efecto hidrológico

La absorción de agua por las raíces de las plantas produce un efecto de drenaje de las capas superficiales del terreno. Sin embargo esta tendría poco efecto sobre la humedad del suelo cuando la precipitación sobrepasa un cierto valor y solo por debajo de él se muestra una clara diferencia en la humedad del suelo según tenga o no cubierta vegetal.

c) Susceptibilidad del suelo a ser erosionado

Evidentemente, ante la actuación de los mismos agentes erosivos no todos los suelos se ven alterados de la misma manera, por tanto interesa conocer la susceptibilidad del suelo a sufrir erosión. Algunos estudios han tratado de caracterizar los suelos según su susceptibilidad a ser erosionados como consecuencia del efecto de la lluvia y las corrientes de agua, y sufrir por tanto fenómenos de separación y transporte de sus partículas.

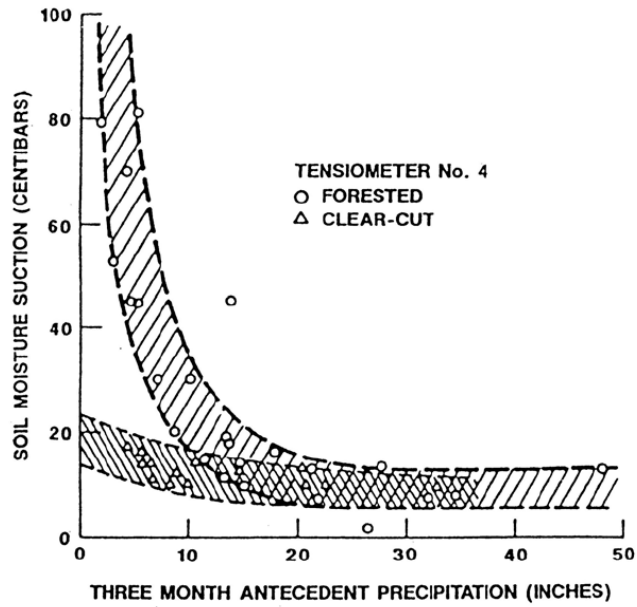


Tabla 10.- Succión del suelo en función de la precipitación (Gray, 1978)

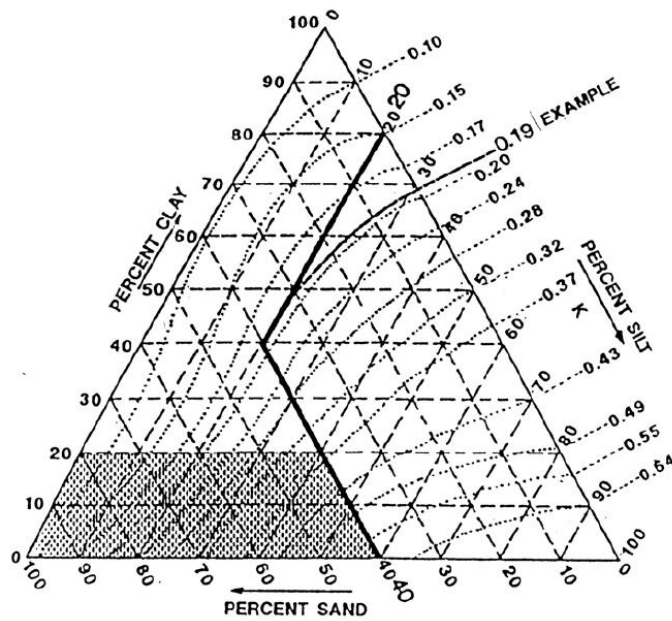


Tabla 11.- Gráfico para la estimación del coeficiente K (Goldman et al, 1986)

Slope (H:V)	Length Slope Factor Values (L.S.) Slope Lengths (feet)					
	50	100	150	200	250	300
100:1	0.11	0.12	0.14	0.14	0.15	0.16
20:1	0.38	0.53	0.66	0.76	0.85	0.93
10:1	0.97	1.37	1.68	1.94	2.16	2.37
5:1	2.88	4.08	5	5.77	6.45	7.06
3:1	6.67	9.43	11.55	13.34	14.91	16.33
2:1	12.6	17.82	21.83	25.21	28.18	30.87
1.5:1	18.87	26.68	32.68	37.74	42.19	46.22
1:1	29.87	42.24	51.74	59.74	66.79	73.17

**Tabla 12.- Valores del coeficiente de longitud de taludes
(Goldman et al, 1986)**

En dichos estudios, la susceptibilidad de un suelo a sufrir erosión se mide a través de un coeficiente que depende de la textura del suelo y la longitud e inclinación del talud. En la Tabla 10 se presenta el gráfico propuesto por Goldman et al (1986) para estimar el valor de dicho coeficiente. Sobre el efecto de la longitud e inclinación del talud en el transporte de las partículas de suelo una vez se han visto disgregadas por el impacto de la lluvia o por la acción de una corriente de agua, el análisis se suele realizar por medio de un factor denominado factor de longitud inclinación del talud.

Dicho factor representa la relación entre la pérdida del terreno por unidad de área con respecto a la pérdida en un caso experimental de 72.6 pies (22.13 m) de longitud y talud del 9%. En la Tabla 12 se presentan los valores de dicho factor. Cabe resaltar que estos valores se derivan de la formulación empírica desarrollada por Wischmeier y Smith (1965) y que responde a la expresión:

$$L.S. = \left(\frac{65.41 \cdot s^2}{s^2 + 10,000} + \frac{4.56 \cdot s}{\sqrt{s^2 + 10,000}} + 0.065 \right) \cdot \left(\frac{l}{72.5} \right)^m$$

Cálculo coeficiente de longitud de taludes

Donde:

L.S.: factor de longitud del talud

l: longitud del talud en pies

s: inclinación del talud

m: exponente que depende de la inclinación del talud con los siguientes valores:

0.2 para taludes < 1%

0.3 para taludes entre el 1 y 3 %

0.4 para taludes entre 3.5 y 4.5 %

0.5 para taludes > 5 %

En taludes con poca pendiente la corriente de agua es lenta por lo que las partículas recorren pequeñas distancias desde el lugar donde impacta la lluvia, por tanto el valor del factor L.S. es menor de la unidad para taludes menores del 9% y longitud menores de 50 pies (15.24 m). En cambio en taludes con pendientes mayores, el movimiento que sufren las partículas de suelo aumenta considerablemente de forma que el paso de un talud 3H: 1V a 1.5 H: 1 V triplica el valor del factor L.S., o lo que es lo mismo la pérdida de terreno se triplica.

En la formulación anterior el efecto de la longitud del talud resulta menos que el efecto de su inclinación. Poniendo de manifiesto la necesidad de establecer alguna medida de protección, como puede ser la vegetación en taludes de grandes longitudes y especialmente en caso de grandes pendientes.

Los objetivos que se persiguen con la hidrosiembra son fundamentalmente:

- Proteger rápidamente contra la erosión los taludes sin vegetación.
- Crear en suelos desnudos las condiciones necesarias para la instalación de vegetación.

La hidrosiembra debe realizarse en la época adecuada para conseguir los mejores resultados.

2.4.2.5 Componentes de la siembra e hidrosiembra

1) Agua

Deberá cumplimentar, cuando menos, un mínimo de condiciones de acidez y salinidad. No se deben utilizar aguas salobres. Como máximo tendrá un 5 por mil de cloruros y sulfatos y su pH será igual o superior a 6. Pueden ser utilizadas todas las aguas calificadas como potables.

2) Mulch

Se define como una cubierta superficial del suelo, orgánica o inorgánica, que tiene un efecto protector y favorece la germinación de la semilla. Sus efectos se manifiestan de la siguiente forma:

- Protege contra el impacto de las gotas de lluvia.
- Conserva la estructura superficial, impide la obstrucción de los poros y la formación de corteza superficial.
- Reduce la velocidad de evaporación, con lo que la humedad permanece más tiempo para uso de las plantas.
- Mantiene el agua superficial más tiempo en contacto con el suelo, con lo que se empapa más.
- Genera un microclima favorable para la germinación de las semillas.
- Modera las temperaturas

• Tipos de Mulch

- Orgánicos: Estos pueden estar hechos de: celulosa, papel, serrín, astillas, lana de madera, mallas de fibras vegetales (yute), heno y paja, molidos de soja, corteza de árboles, hoja y acículas, mantillo, turba, vainas, cáscaras y espuma de urea formaldehído. La ventaja de los orgánicos es que con el tiempo se deshacen y se convierten en alimento para las plantas. Sin embargo se debe tener cuidado en lugares de altos grados de humedad donde se pueden desarrollar hongos y atraer algunas plagas.

- Inorgánicos: Fibra de vidrio, grava y gravillas, emulsiones bituminosas, plásticos, etc. Estos son más duraderos y se los usa dependiendo de la zona climática.

3) Estabilizador o ligante

Material, orgánico o inorgánico, aplicado en solución acuosa que penetrando en la capa superficial del suelo, reduce la erosión por aglomeración física de las partículas, a la vez que liga las semillas y el mulch, pero sin llegar a crear una película impermeable. No altera los procesos biológicos del suelo y acaba eliminándose al cabo de unos años (máximo 10) por biodegradación.

El hecho de que se aplique en forma líquida permite su penetración en el terreno a una profundidad comprendida entre 2 y 20 mm, donde reacciona formando generalmente una estructura reticular sólida y no hidrosoluble, uniendo así todas las partículas que han sido humedecidas (partículas de tierra, semillas, abonos, mulch), protegiéndolas contra la erosión eólica e hídrica, sin afectar a la capacidad de absorción de agua de lluvia por el suelo.

El espesor de la capa consolidada depende del grado de dilución.

Los estabilizadores deben ser miscibles con todos los tipos de agua, estables a la luz del sol, no afectar a la germinación y al crecimiento de las plantas, compatibles con los fertilizantes y poder emplearse en mezcla con todos los productos a aplicar. Deben mejorar la estructura del suelo.

Se han utilizado como estabilizadores los alginatos, que son extractos acuosos de algas marinas, que suministran materia orgánica y minerales al suelo, y mejoran la textura y la aireación del suelo, así como la retención del agua. Acrecientan la germinación de las semillas, las hacen más resistentes a las enfermedades criptogámicas y al ataque de insectos, aumenta la resistencia a las heladas, etc.

También se utilizan materiales plásticos y sintéticos especiales de diversos tipos, emulsiones bituminosas y materiales del grupo de las resinas.

4) Semillas

Se deben elegir especies de rápida germinación, enraizamiento vigoroso, pronto desarrollo, poder tapizante, período vegetativo amplio y, naturalmente, adaptadas a las condiciones edáficas y climáticas de la zona. Además de todo ello, deben existir en el mercado.

Existe un período crítico (2 ó 3 meses), comprendido entre la siembra y el momento en que se establece la cubierta vegetal con arraigo suficiente, en el que conviene proteger el talud. De ahí la utilidad del mulch. La pendiente pronunciada favorece la erosión de los taludes y el arrastre de las semillas, lo que inestabiliza la parte superficial del sustrato.

2.4.3 Geosintéticos

Los geosintéticos son productos de ingeniería, enrollables, fabricados con polímeros como el polipropileno, el poliéster, el nylon y el polietileno.

Debe considerarse el comportamiento de estos materiales según sus características al estar en contacto con el medio ambiente.

Tipo de polímero	Resistencia química		Rango de temperatura en que es estable (°C)	Observaciones
	Condiciones de acidez	Condiciones de alcalinidad		
Polipropileno	PH \geq 2	Todas	-15 a 120	Es atacado por el peróxido de hidrógeno, el ácido sulfúrico y el ácido nítrico. Es afectado por los aceites del petróleo.
Poliéster	PH \geq 3	PH \leq 10	-20 a 220	Se degrada por hidrólisis en condiciones alcalinas.
Nylon (poliamida)	PH \geq 3	PH \leq 12	-20 a 230	Reduce su resistencia al sumergirse en agua.
Polietileno	PH \geq 2	Todas	-20 a 80	Igual que el polipropileno.

**Tabla 13.- Algunas características de las fibras sintéticas
(Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)**

Los geosintéticos generalmente se colocan en combinación con otros geosintéticos, o con otros productos como la vegetación. En ocasiones cumplen un objetivo específico como por ejemplo servir de separadores entre capas de materiales o proteger contra la erosión en forma temporal durante el período de construcción.

La mayoría de los geosintéticos se fabrican en rollos, los cuales se desenrollan para extender el geosintético sobre una superficie.

Los geosintéticos actúan para reducir la erosión del suelo causado por el impacto del aire, las lluvias y la escorrentía de aguas de superficie. Las mantas temporales o permanentes de geosintéticos son colocados sobre los taludes evitando la exposición del suelo.

Para una mejor protección contra la erosión, la combinación de vegetación con geomantas sintéticas constituye una óptima solución. Su implementación depende de la verticalidad del talud, su extensión y el espacio disponible para trabajar.

La instalación de una geomanta ofrece una amplia e inmediata cobertura del suelo y un óptimo refuerzo a la vegetación. Un producto geosintético debe poseer la resistencia necesaria para ser anclado al talud, con una durabilidad acorde con la intervención y protección a los rayos UV.

Este tipo de cobertura se adhiere al terreno y lo protege. Además puede contener semillas de la vegetación y crea un ambiente favorable para su germinación.



Fotografía 10.- Aplicación de geosintéticos
(Geosintéticos Protección contra la Erosión - Bianchini Ingeniero 2009)

2.4.3.1 Tipos de geosintéticos

Según el tipo de material del cual se fabrican estos pueden dividirse en:

a) Geotextiles

Geotextil es el nombre genérico que se le asigna a los textiles permeables o redes de material plástico utilizadas en contacto con el suelo o la roca. Los geotextiles se les utiliza como separadores entre capas de suelo, como refuerzo o como filtro. Difieren unos de otros de acuerdo al material polimérico utilizado para su fabricación. Los tipos más comunes son el poliéster y el polipropileno, aunque también se utiliza el polietileno y el nylon.

Los geotextiles no deben confundirse con los geomantos biodegradables.

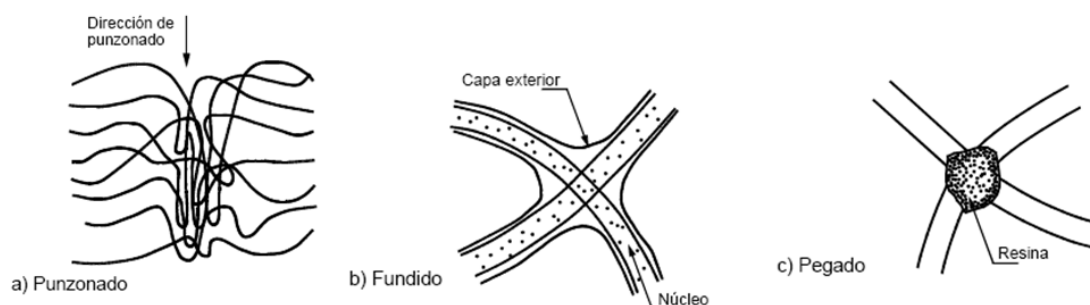
- Geotextiles no tejidos

Los geotextiles no tejidos son construidos por filamentos de polímeros colocados en forma desordenada y unidos utilizando calor, resinas o punzado con alfileres.

Los geotextiles no tejidos son manufacturados formando una telaraña suelta de fibras cortas o filamentos continuos, organizados en un patrón desordenado y luego sujetos a alguna forma de unión para formar una estructura planar resistente. El proceso de formación de la telaraña es importante por cuanto es responsable de la distribución y orientación de las fibras en el producto definitivo.

La tela se forma por medio de un proceso de batido de las fibras (separado y mezclado) y luego son depositados sobre una correa movible. Varias capas pueden combinarse para formar un geotextil con el ancho requerido y la orientación deseada de fibras. Luego la telaraña es sujeta a una operación de unión o pegado. Después del pegado se le da un tratamiento para obtener unas características especiales de superficie.

Los geotextiles no tejidos pueden dividirse en tres subgrupos, dependiendo del sistema de pegado o unión utilizado tal como se muestra en la siguiente ilustración:



**Ilustración 19.- Tipos de unión en geotextiles no tejidos
(Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)**

- Geotextiles tejidos

Los geotextiles tejidos son fibras tejidas en ángulos rectos conformando la apariencia de una manta con huecos de tamaño uniforme.

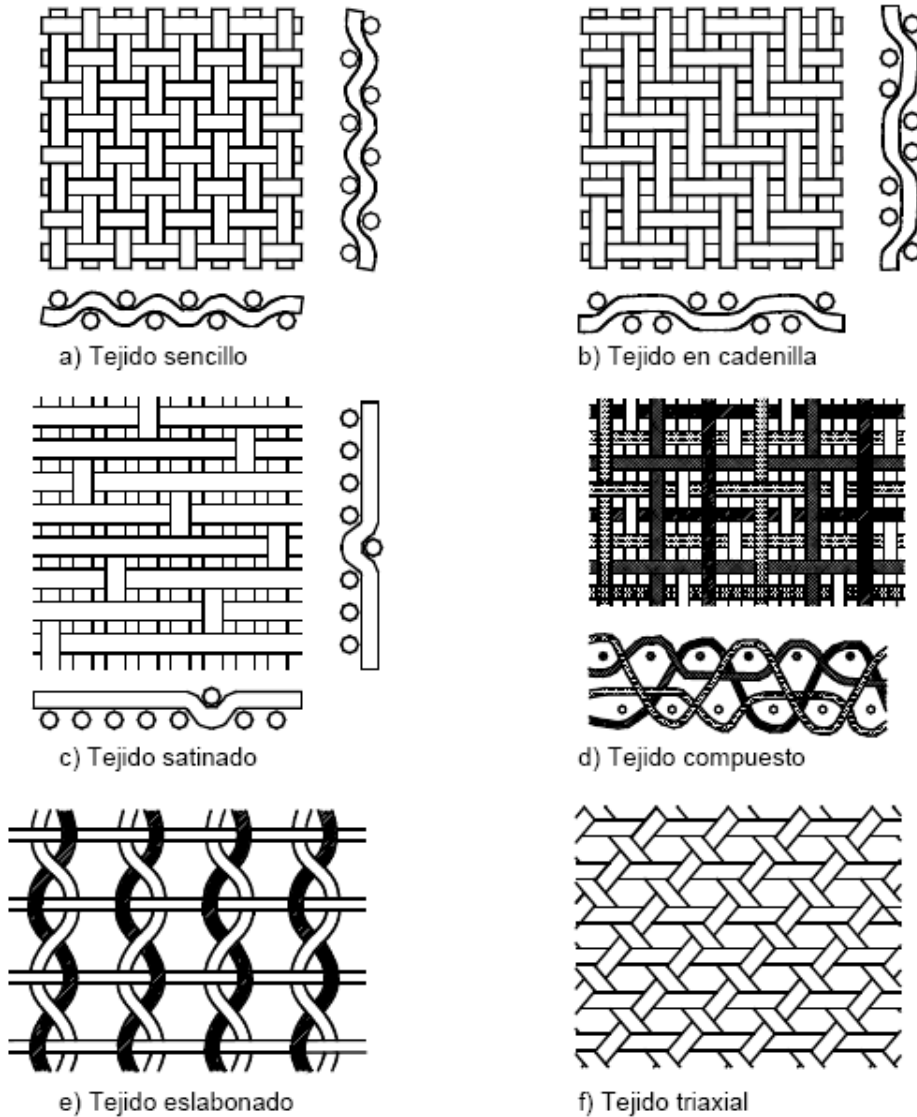


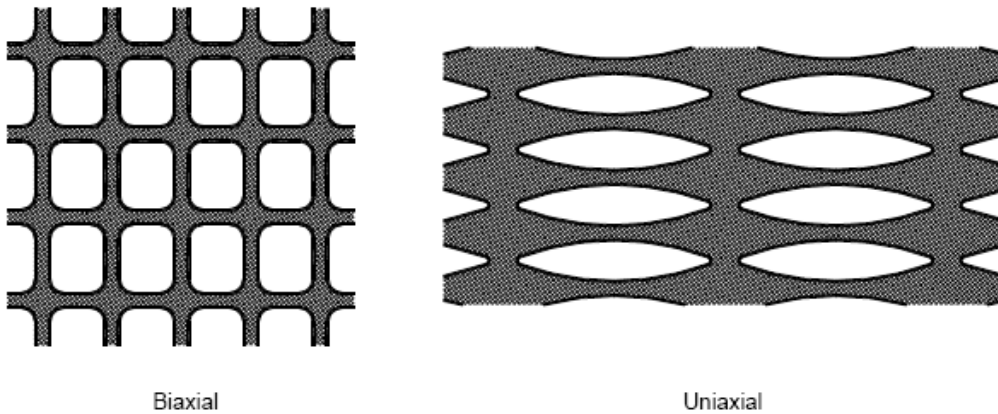
Ilustración 20.- Tipos de tejido de geotextiles
(Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)

El diseño de geotextiles para control de erosión se basa en dos funciones principales: la permeabilidad o facilidad para permitir el paso del agua y la capacidad de retención de las partículas mientras se permite el flujo.

b) Geomallas o geogrillas

Las geomallas son mallas plásticas con orificios de gran tamaño, los cuales se utilizan comúnmente como refuerzo de suelo pero también se les usa como separadores entre capas de materiales gruesos, como canastas para gaviones o para mejorar las características de otros geosintéticos.

Las geomallas se fabrican de polietileno de alta densidad, poliéster o polipropileno. Su utilización como refuerzo de taludes de tierra reforzada es muy popular en los EE.UU. y Europa.



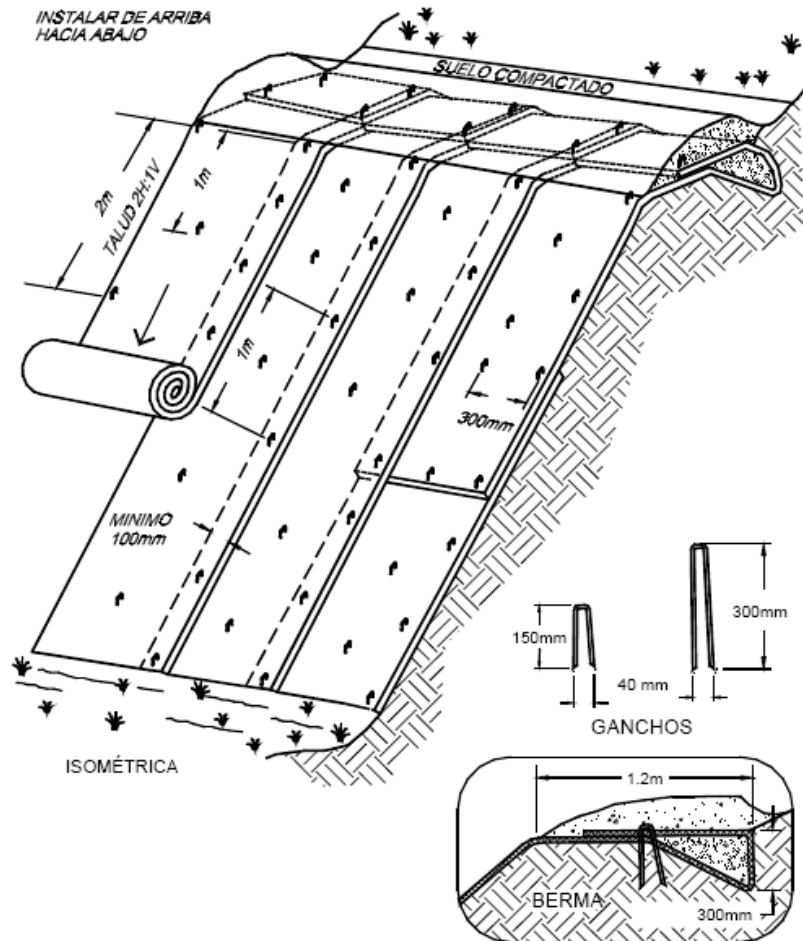
**Ilustración 21.- Geomallas de refuerzo
(Tensar Earth technologies, 1994)**

c) Geocompuestos

Los geocompuestos son combinaciones de geotextiles y geomallas o de geomallas con geomembranas, o geotextiles, geomallas y geomembranas en cualquiera de las combinaciones. El geocompuesto más conocido es el subdren sintético compuesto por un sistema interno conductor de agua (Geomalla), envuelto en un geotextil no tejido el cual actúa como filtro.

d) Mantos sintéticos

Son textiles fabricados con fibras y filamentos sintéticos estabilizados contra la acción de los rayos ultravioleta. Los tejidos y el material de protección de la vegetación son cosidos para garantizar la integridad de las mantas.



**Ilustración 22.- Procedimiento de instalación de mantas para control de erosión
(McCullah 1996 - Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)**

2.4.3.2 Normas para el uso de geosintéticos

La AASHTO³ especifica los siguientes requerimientos constructivos para el uso de geotextiles en obras de control de erosión:

³ AASHTO 288-97 Especificaciones para aplicación de geotextiles en carreteras. 1997

- El geotextil debe colocarse en contacto íntimo con el suelo sin arrugas o dobleces y anclado sobre una superficie suave.
- El geotextil debe colocarse en tal forma que la colocación de materiales sobre él, no estiren excesivamente la tela que pueda llegar a romperse. El anclaje de los extremos terminales del geotextil debe realizarse en zanjas o andén en la parte superior e inferior del talud.
- El geotextil debe colocarse con la dirección de la máquina paralela a la dirección del movimiento del agua, la cual es generalmente paralela al talud en el caso de oleaje y paralela a la corriente en el caso de ríos o quebradas. El geotextil debe traslaparse mínimo 300 mm por encima del agua y un metro bajo agua.
- La colocación del enrocado debe empezar desde el pie hacia arriba del talud. Los bloques de roca no deben soltarse de una altura mayor a 300 mm.
- No debe permitirse rodar talud abajo las piedras de masa mayor a 100 kg.

En la colocación de las geomallas se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- La orientación de la malla debe estar de acuerdo con los planos de diseño.
- La geomalla debe ser asegurada en el puesto con ganchos, estacas o bolsas de suelo.
- Las geomallas deben traslaparse mínimo 1.5 metros en la dirección de la tensión y mínimo 150 milímetros en la dirección transversal.

- No se debe operar maquinaria directamente sobre la geomalla. En todos los casos se requiere un espesor mínimo de 150 milímetros de suelo sobre la malla para el paso de los equipos.

2.4.3.3 Modelos físicos de funcionamiento del sistema

- Modelo puntual

En este caso, el arriostamiento de la membrana se produce únicamente por la conexión de ésta a la cabeza de los anclajes. Las tensiones de tracción generadas en la membrana se transmitirán directamente a la cabeza de los anclajes y se concentrarán en este punto.

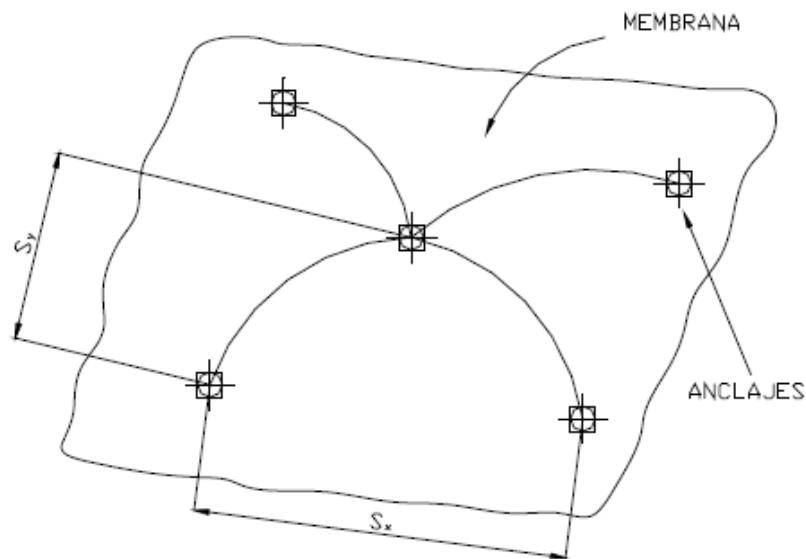


Ilustración 23.- Esquema modelo puntual
(Estudio y análisis de membranas flexibles – Castro 2000)

La presión ejercida por la membrana en estas condiciones de empleo no es uniforme en toda la superficie, dependerá de la curvatura de la misma en cada punto y la forma de la curvatura de la superficie dependerá también del tipo de membrana empleado.

Los anclajes se dispondrán alineados horizontalmente separados a una distancia S_x . Los anclajes de dos líneas continuas se dispondrán a tresbolillo con una separación entre filas S_y .

La capacidad máxima de trabajo en este caso está muy limitada porque dependerá solamente de la conexión puntual entre el anclaje y la membrana, pudiendo modificarse variando la densidad de los puntos de anclaje.

En estas condiciones de instalación de la membrana, el valor soporte estará condicionado por la relación entre la capacidad de carga de la membrana en la conexión con la cabeza del anclaje y la superficie que tributa sobre cada anclaje. Así el valor de soporte unitario del sistema será:

$$p = \frac{Q}{S_x * S_y} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

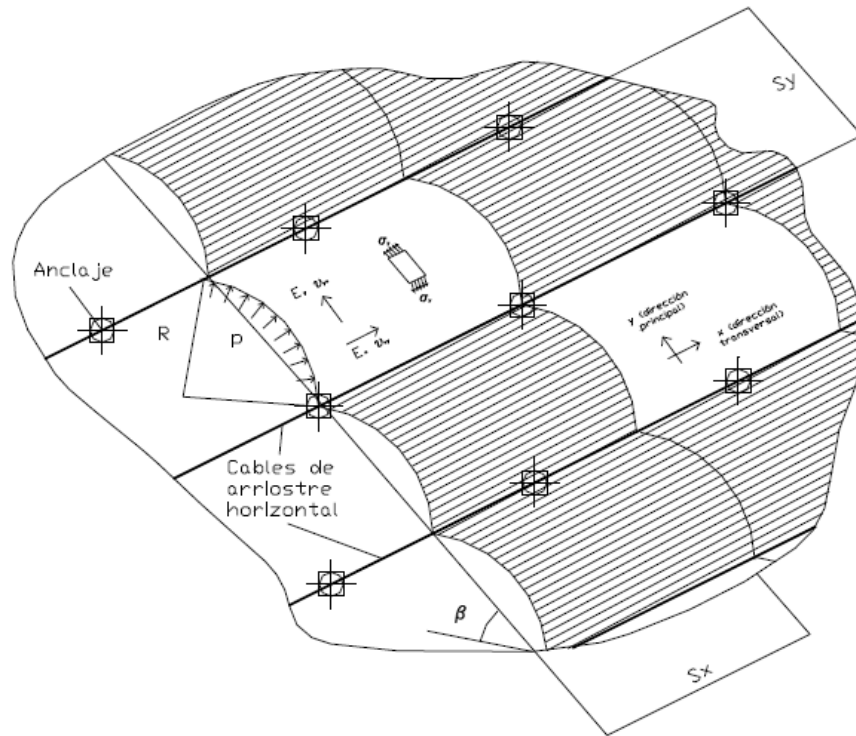
Teniendo en cuenta que, dada la limitada capacidad de la conexión en comparación con la posibilidad de transmisión de carga de la membrana, las tensiones a las que estará sometida la misma son muy bajas, el factor determinante en el cálculo de este sistema no es la deformación de la malla, sino la conexión con los anclajes.

- Modelo unidireccional

El modelo físico de funcionamiento unidireccional se presenta sólo en el caso del empleo de membranas que presentan distintas características en cada dirección, siempre colocadas con la dirección de mayor rigidez en el sentido vertical.

En este caso, la membrana no se arriestra directamente a los anclajes, sino que se coloca un elemento de soporte continuo, perpendicular a la dirección de máxima rigidez, al cual se transfieren las tracciones generadas en la membrana.

Los anclajes se dispondrán sobre los cables de refuerzo separados a una distancia S_x de forma tal que en una línea de refuerzo, respecto a otra, queden situados a tresbolillo preferentemente.



**Ilustración 24.- Esquema de modelo unidireccional
(Estudio y análisis de membranas flexibles – Castro 2000)**

Si el elemento de arriostre horizontal fuese lo suficientemente rígido, la deformación de la lámina se correspondería perfectamente con un sector cilíndrico, aunque en la realidad no es así; podemos considerar al sistema como un conjunto continuo de láminas cilíndricas de ancho finito.

2.5 MARCO CONCEPTUAL⁴

Los términos más importantes de la investigación se definen a continuación:

Áridos o Agregados: Nombre genérico para distintos conjuntos de partículas minerales, de diferentes tamaños, que proceden de la fragmentación natural o artificial de Rocas.

Cárcava: Zanja causada por la erosión del suelo que sigue generalmente la pendiente máxima del terreno y constituye un cauce natural en donde se concentra y corre el agua proveniente de las lluvias.

Deslizamiento: Rotura y 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.

Erosión: Es el desgaste que se produce en la superficie de un cuerpo por la acción de agentes externos (como el viento o el agua) o por fricción continua de otros cuerpos.

Escorrentía: Circulación libre del agua de lluvia sobre la superficie del terreno.

Estabilidad: Seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento.

Factor de seguridad: Se define como el cociente obtenido al dividir la sumatoria de las fuerzas estabilizadoras sobre la sumatoria de las fuerzas desestabilizadoras.

Geosintéticos: Productos elaborados a partir de varios tipos de polímeros

⁴ MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS – Especificaciones para Caminos y Puentes – 2002.

Hidrosiembra: Técnica de siembra mecánica que consiste en la proyección sobre un terreno de una mezcla acuosa de semillas, fijadores, fertilizantes y aditivos.

Hormigón lanzado: Mezcla de cemento, agregados y agua proyectado neumáticamente desde una boquilla a una superficie para producir una masa densa y homogénea. El hormigón proyectado normalmente incorpora aditivos y también puede incluir adiciones o fibras o una combinación de éstos.

Materiales: Cualesquiera sustancias simples y/o compuestas que estén especificadas para uso en la construcción de una obra.

Suelo: Es la capa superficial más externa de la superficie terrestre, constituida por sustancias minerales y orgánicas, que soporta las plantas y cuyas propiedades se deben a los efectos combinados del clima y de la materia viva sobre la roca madre. La ciencia que estudia el suelo se conoce como edafología.

Superficie de falla: Superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o rotura del talud.

Talud: Corte diagonal del suelo que queda después de abrir una brecha o camino, al pasar el curso de un río o quebrada, o por el efecto de la construcción de una carretera.

Terraplén (o relleno): Construcción elevada sobre el terreno natural, compuesta de suelo, roca o una combinación de los dos, la cual constituye la obra básica del camino en zonas de relleno.

2.6 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Se consideran las Especificaciones Generales para construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002 del Ministerio de transporte y Obras Públicas, la Norma Ecuatoriana de la Construcción y la Guía para Concreto Lanzado ACI 506R-90.

CAPÍTULO III

3 INVESTIGACIÓN DE DETALLE

Dentro del análisis para el control de erosión y estabilización del talud de los Km 13 a 15 de la carretera “Calderón – Guayllabamba” se requiere recopilar información sobre el suelo que lo conforma para así observar sus características principales y disposición estratigráfica. Esto mediante varias visitas de campo para realizar un análisis de los resultados y proceder a determinar las alternativas posibles de protección y control.

3.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE MATERIALES

3.1.1 Introducción

La zona de estudio se dio en el sector de la carretera panamericana Norte que conecta la parroquia de Guayllabamba con la provincia de Imbabura. Perteneciente al cantón Quito, en la provincia de Pichincha, ubicada a aproximadamente 25 km de Quito, la capital del Ecuador.

3.1.2 Alcance del trabajo

Con la finalidad de realizar correlaciones estratigráficas como aporte para el estudio de estabilidad de taludes, se efectuaron levantamientos de columnas estratigráficas, de acuerdo a las condiciones del terreno. Estas columnas fueron realizadas en sitios definidos, y colindantes a zonas de interés.

3.1.3 Objetivos generales

Levantar columnas litológicas de una parte de la cuenca de Quito.

3.1.4 Objetivos específicos

El estudio de esta zona tiene como objetivos específicos, determinar las características litológicas del terreno, definir el número de eventos de las

columnas, y medir dimensiones de estratos y clastos; para establecer una correlación entre los eventos de las columnas.

3.1.5 Metodología

Para el estudio se ha adquirido toda la cartografía necesaria para facilitar la ubicación de zonas específicas en la carretera. La zona de estudio está ubicada a 500m del desvío a Guayllabamba en las coordenadas: E 792658 y N 9993005, con una altura de 2087 msnm.

El tramo está comprendido en la vía panamericana norte a 1km de Guayllabamba. Se realizó un estudio geológico para obtener columnas estratigráficas, que permitan establecer relación estratigráfica y determinar así las posibles fuentes de los volcans – sedimentos. Se tomó medidas estructurales en las fallas existentes, con el fin de definir la dirección preferencial de los esfuerzos que provocaron la formación de dichas estructuras.

3.1.6 Ubicación

Regionalmente Guayllabamba está ubicada en la zona Este del callejón interandino (zona norte), encontrándose muy cerca de las estribaciones de la cordillera real.

Limita al norte con las Parroquias Tocachi y Malchingui (Cantón Pedro Moncayo), dividiendo Pisque al sur con la Parroquia de Checa y Calderón (Cantón Quito), dividiendo los ríos Urabía y Guayllabamba al oriente con las Parroquias Azcazubi (Cantón Cayambe), y al Occidente con las parroquias Puéllaro y Pomasqui (Cantón Quito).

3.1.7 Generalidades de la ubicación

La forma más fácil de llegar a esta carretera es por el sector de Carcelén en la ciudad de Quito; hacia la vía Panamericana Norte o también desde el norte por el cantón Cayambe.

Su altura varía entre 1760 y 3515 msnm. El drenaje se dirige hacia el océano pacífico por el río Guayllabamba que sale del norte de la zona por un cañón profundo.

3.1.8 Geomorfología

En el sector el relieve es bastante irregular, las alturas de las cotas varían desde 1700 msnm al sur y 3515 msnm al norte, el mismo que se desarrolla sobre rocas volcánico - sedimentarias cuaternarias. Las pendientes de esta zona son moderadas a fuertes.

La morfología de la zona es muy accidentada con escarpes y zonas muy erosionables debido a que las rocas no tienen una buena compactación por lo que se puede ver grandes deslizamientos de materiales principalmente por erosión eólica, haciendo que esta zona sea muy inestable.

La zona está rodeada de un cinturón de volcanes los cuales son: el Cotopaxi, Antisana, Sincholagua y Cayambe en la cordillera oriental. En la occidental: el Iliniza, Atacazo, Pichincha y Pululahua que fueron volcanes activos durante el cuaternario. Al sureste del Cayambe se levanta el Saraurco que no tiene caracteres volcánicos. Los nudos que encierran a la hoya por el norte y por el sur contienen volcanes apagados: El Rumiñahui y el Pasochoa al sur (nudo de Tiopullo) y el Fuya Fuya y Colongal al norte (nudo de Mojanda). En el centro de la hoya se encuentra el Ilaló.

3.1.9 Hidrogeología

El drenaje principal de este sector es el río Guayllabamba que es el eje hidrográfico de la Hoya de Quito con sus principales afluentes: San Pedro, Pita y Pisque. Desde el sur el río Guayllabamba recoge las aguas interiores de la hoya y se estrecha en un gran cañón que rompe la cordillera occidental y se precipita hacia la costa para desaguar en Esmeraldas.

3.1.10 Geología regional

Este sector se ve afectado por eventos tectónicos trascendentales como es la subducción de la placa marina de Nazca bajo la placa continental Sudamericana, que por las activaciones sucesivas han dado lugar a la formación de las cordilleras real y occidental; entre estas cordilleras se localiza el valle interandino que por la geomorfología y el fallamiento local se han originado microcuencas, en las que se depositaron sedimentos volcánicos muy potentes, producto del intenso volcanismo que se originó en sus alrededores.

Con excepción de una parte en donde aflora la formación Macuchi, todas las rocas pertenecientes a esta cuenca son de edad plio-cuaternaria y la mayoría no más antiguas que del pleistoceno superior.

La cangagua o ceniza volcánica cubre alrededor del 70% de todo el sector, a veces la geomorfología del terreno pre-cangagua está preservada, siendo posible en tales casos encontrar un contacto cubierto.

3.1.11 Geología local

La depresión de Guayllabamba corresponde a las zonas más bajas de la Hoya de Quito, está formada al oeste por el río Guayllabamba y al norte el río Pisque, al este y al sur una pendiente casi vertical que asciende a la planicie del Quinche.

Por lo tanto gran parte de la región está cubierta posiblemente por las formaciones (Chiche, Mojanda y Cangahua), estas rocas están compuestas de

materiales piroclásticos (lapilli) y volcánicos (lahares, conglomerados, aglomerados) que son de composición andesíticos, además contiene pequeños sedimentos volcánicos compactados (tobas), arenas y cenizas.

3.1.12 Geología estructural

El rasgo dominante de este sector es la fosa tectónica interandina que ocupa toda la zona, al oeste la falla Lumbisí forma un límite bien definido. Pero al norte desaparece y el hundimiento pasa a la falla Guayllabamba. Al Este la falla marginal se evidencia por el cambio de topografía y existe al parecer una falla llamada Pomasqui, al borde oriental del valle del río Monjas que es responsable de la formación de la cuenca sedimentaria – volcánica en ese sector.

Otras fallas parcialmente cubiertas por depósitos superficiales, existen y pueden ser débilmente activas e inestables, especialmente las varias estructuras en la zona cercana a la población de Guayllabamba. Las fallas que cruzan alrededor de Guayllabamba, parecen haber sido la causa principal de la formación de un graben y una depresión asociada colapsada, que es de origen tectónico erosional.

3.1.13 Litología

Como se observa en el Anexo 3, la zona de estudio se caracteriza principalmente, por materiales medianamente consolidados y depósitos volcano sedimentarios distales y proximales. Cabe recalcar que los eventos encontrados, indican una secuencia repetitiva.

3.1.14 Conclusiones

Guayllabamba es una cuenca tipo continental, puesto que está dominada por depósitos piroclásticos; los mismos que pueden proceder de varias fuentes estrato- volcánicas como el Pululahua, Mojanda, Cayambe, Guagua Pichincha, Ilalo.

La cantidad de materiales pesados como la magnetita, permite proponer la idea de un tipo de aporte básico a la sedimentación de la cuenca, por ende, se podría decir que la fuente más cercana serían el Antisana, y el Ilalo, siendo este último el que proporciona mayor aporte, puesto que es el más antiguo, y acorde con la edad de sedimentación de la cuenca.

Las fallas normales encontradas en la zona de estudio, son de carácter tectónico, puesto que su dirección coincide con el rumbo andino, y afectan a más de un estrato. Pero también se han comprobado fallas de tipo gravitacional (subsistencia), ya que se ha constatado la presencia de colapsos, los mismos que han afectado a determinados estratos, mas no a todo el afloramiento.

3.2 TOPOGRAFÍA

La geometría del talud está definida por el diseño para la ampliación de la vía de 2 a 4 carriles. El estudio de estabilidad de taludes recomienda el siguiente diseño en los taludes según la geología existente:

Geología	Talud de corte (1 V a ..H)	
	0 - 10 m	Más de 10 m
Formación San Miguel	0.50	0.50 + Berma
Formación Guayllabamba	0.67	0.67 + Berma
Formación Chiche	0.67 + recubrimiento	0.67 + Berma y recubrimiento
Formación Cangahua	0.50 + recubrimiento	0.50 + Berma + recubrimiento
Coluviones y Terrazas Aluviales	0.67	0.67 + Berma

Material de relleno	Talud relleno (1 V a .. H)
	0 - 20 m
Suelos con cohesión	1,50
Suelos granulares puros	2.00

Tabla 14.- Diseño geométrico de taludes
Informe de Ingeniería Ampliación Carretera “ Calderón – Guayllabamba” – Panavial S.A.

El recubrimiento se hace en las capas de arena sin cohesión, deleznable, las capas de lapilli y materiales similares y fácilmente erosionables.

En general estas recomendaciones son adecuadas y corresponden a la práctica usual de la construcción vial del país. Este diseño debe ir siempre acompañado de obras de drenaje como: cunetas laterales, alcantarillas, descargas y bajantes debidamente protegidas contra la erosión además de cunetas laterales que intercepten la escorrentía y entreguen las aguas a los cursos naturales con las obras de amortiguamiento de energía necesarias.

Los perfiles topográficos permiten determinar la configuración superficial del talud y las cantidades de obra conforme la alternativa escogida.

En forma preliminar se definió los siguientes parámetros del talud:

- Ubicación: lado derecho
- Absc Inicio: 14+760
- Absc. Final: 14+980
- Longitud: 220 m
- Altura (prom): 12 m



Fotografía 11.- Tramo de análisis (Google Earth)

3.3 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Con la finalidad de identificar el tipo y causas de los movimientos se analizan las evidencias y señales en campo, identificando así el tipo de movimiento general.



Fotografía 12.- Vista frontal de deslizamiento (Fuente propia)



Fotografía 13.- Vista lateral de los deslizamientos (Fuente propia)

Aunque el corte del talud fue diseñado para mantener su estabilidad, conservando el principio de equilibrio límite para evitar obras de infraestructura adicionales, se puede observar que causas externas han contribuido y provocado deslizamientos.

Observando las grietas existentes podría concluirse que gran parte del desgaste del talud es causado por escorrentía de agua en el talud, sin embargo luego de un reconocimiento de campo, no se encontraron fuentes de agua cercana como acequias para regadío, agua entubada para consumo humano, tampoco afloramiento de agua en la cara del talud.

Se puede concluir que la erosión corresponde a la pérdida de materiales que conforman el talud producto de un proceso de desgaste y arrastre de partículas por causa del viento como agente erosivo generando pérdida de masa y cambios morfológicos.

Estos cambios producen “polvaredas” características con una grave afectación ambiental, junto con la presencia de planos de falla y formación de cárcavas por la pérdida de material.

Los factores determinantes para la magnitud de la erosión eólica encontrada son:

- Aridez del clima
- La velocidad del viento
- Estructura y textura del suelo

Tomando en consideración la caracterización geotécnica y la causa principal de erosión podemos decir que el material predominante son suelos poco consolidados. Esta característica denota una mayor vulnerabilidad a los efectos erosivos provocando la rotura y los continuos derrumbes de materiales a la vía.

Bajo este contexto, se puede clasificar el tipo de movimiento como un deslizamiento rotacional. Debido a que se desarrolla en una superficie de falla tipo cóncava, formando escarpes degradados y grietas laterales abiertas.

Siendo este el caso no podrían utilizarse estructuras de contención que generalmente son obras masivas en las cuales el peso de la estructura es un

factor importante pues busca colocar fuerzas externas al movimiento aumentando las fuerzas resistentes sin disminuir las actuantes. Sin embargo el problema detectado no se refiere a un movimiento traslacional, por lo que aplicar esta medida sería muy costosa para proteger del efecto eólico a la cara del talud.

Lo que resulta práctico en este caso es recubrir la superficie, para impedir la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión y refuercen el suelo más subsuperficial. El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal.

3.4 MECÁNICA DE SUELOS

A través del tramo en mención se puede observar una gran variedad de material, desde arenas sueltas hasta rocas blandas consolidadas. El estudio geotécnico realizado por la empresa consultora selecciono cuatro puntos representativos para la toma de muestras en bloque y ejecuto ensayos de clasificación y de compresión triaxial. Dos de estas muestras fueron de material arenoso suelto y dos son de material compacto y cementado.

Los resultados obtenidos de los ensayos fueron los siguientes:

Muestra	Granulometría			Plasticidad		SUCS	Resistencia al corte			
	Grava	Arena	Finos	LL	IP		Densidad (γ)	Cohesión (c)	Fricción (ϕ)	Humedad (%W)
12+035 (5m)	0	50	50	NP	NP	ML	1.60	2.80	38°	8.9
14+200 (8m)	1	51	48	NP	NP	SM	1.58	2.40	36.8°	9.2
15+000 (7m)	0	54	46	NP	NP	SM	1.65	0.22	34°	17.2
17+060 (6m)	0	16	84	NP	NP	ML	1.21	0.57	32°	31.4

**Tabla 15.- Alcance Informe de Ingeniería
Ampliación Carretera “ Calderón – Guayllabamba” – Panavial S.A.**

La muestra de interés para el presente estudio es la tomada en la abscisa 15+000, donde se encuentra una arena suelta, con cohesión muy baja.

3.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Antes de diseñar el sistema de prevención, control o estabilización es necesario estudiar el talud para definir los niveles de amenaza y riesgo. Obteniendo así los factores de seguridad al deslizamiento. Los factores que intervienen en este

análisis son la geometría y los parámetros físicos de resistencia al corte junto con el coeficiente de aceleración sísmica para el análisis pseudoestático.

Para el cálculo de estabilidad del corte se parte de las siguientes consideraciones básicas.

3.5.1 Hipótesis básicas del análisis

Para el análisis de estabilidad se adoptan las siguientes premisas:

a) Geometría

Los datos geométricos se resumen en los perfiles transversales que se adjuntan en el Anexo 4

A continuación se presenta un perfil simplificado de los cortes que corresponde a la abscisa 14+860.

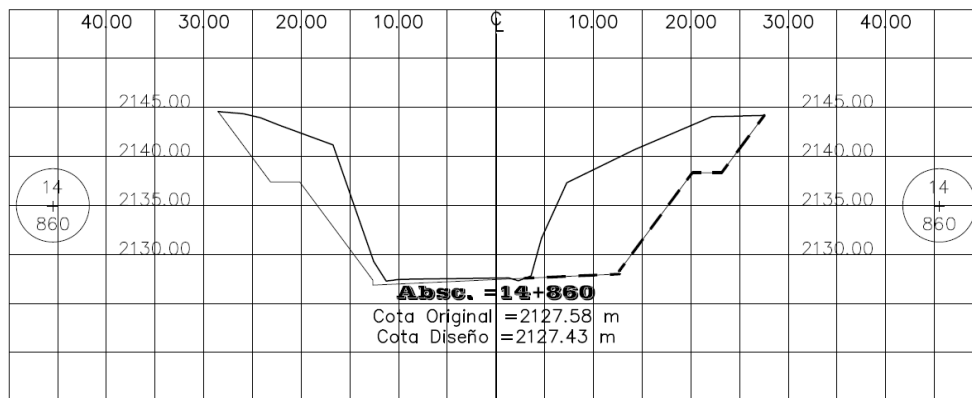


Ilustración 25.- Perfil topográfico simplificado (Fuente: Panavial S.A.)

b) Cargas exteriores

No se considera la posibilidad de que se presenten cargas exteriores.

c) Resistencia al corte

Se consideran los siguientes parámetros mecánicos según los datos de los ensayos de suelo. (Anexo 5)

Cohesión: 0.22 Kg/cm²

Angulo de fricción (ϕ): 34°

Densidad (γ): 1.65 T/m³

d) Aceleración sísmica

Según la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-11) el tramo en análisis se encuentra en la zona sísmica V y el valor Z es de 0.40 que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

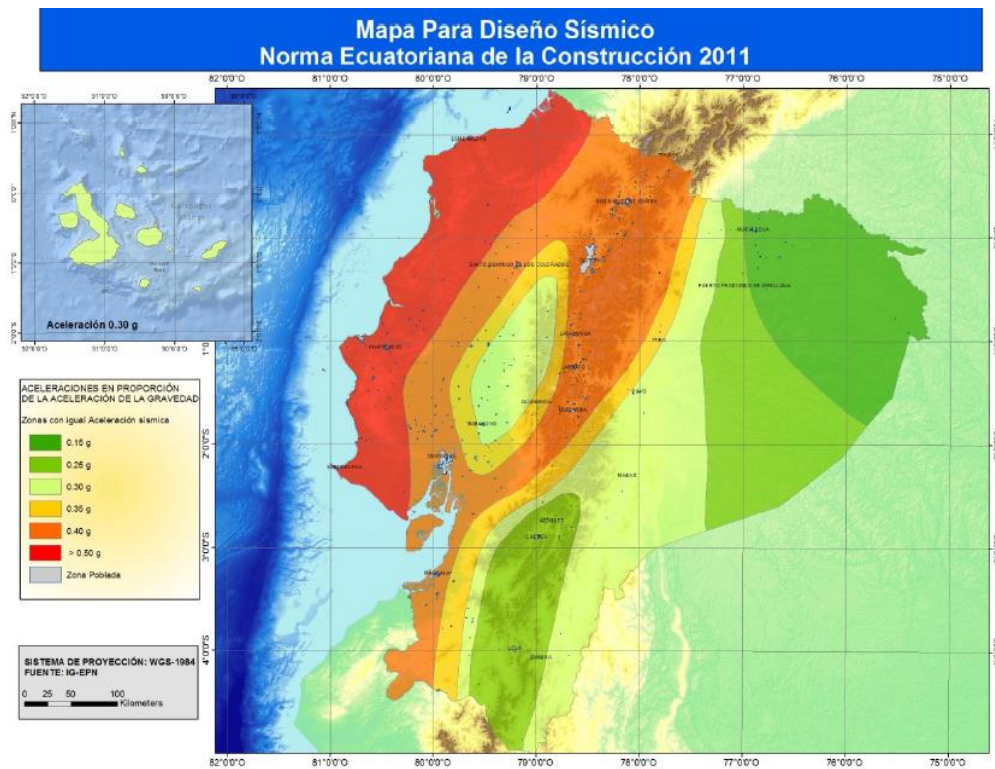


Ilustración 26.- Norma ecuatoriana de la construcción 2011 – Capítulo 2

Para este caso se considera una aceleración máxima efectiva de 0.40g y se asume un coeficiente de aceleración horizontal de 0.20g. El valor del coeficiente de aceleración vertical se considera despreciable. Para estos datos un factor de seguridad mayor a 1.00 podría considerar estable el talud analizado.

e) Agua subterránea

Al no detectarse presencia de agua subterránea el modelo no incluye este elemento en el análisis.

f) Software

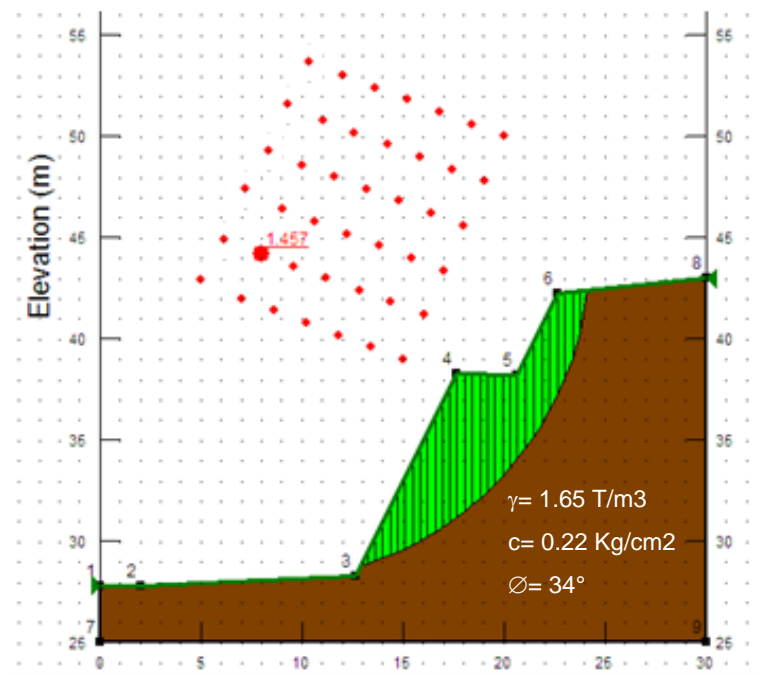
El análisis se realiza con el programa Geo-Slope que emplea el análisis por equilibrio límite o de elementos finitos. Uno de los métodos de cálculo de estabilidad que utiliza es el método de Bishop modificado y falla circular.

Este análisis permite determinar los factores de seguridad y el plano de falla crítico.

3.5.2 Cálculo de los factores de seguridad

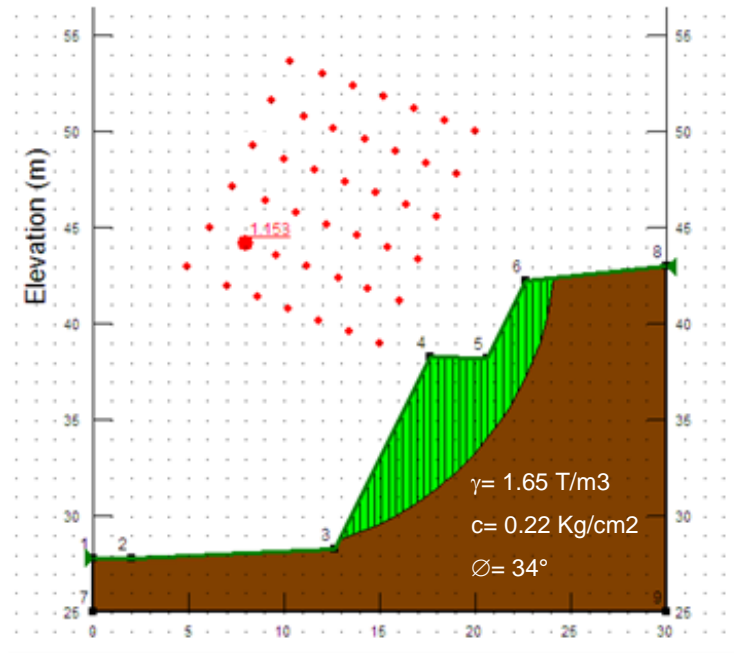
El modelo ingresado considera un suelo uniforme para el talud tal como se presenta en la realidad. Los resultados obtenidos son los siguientes:

1. Condición actual estática (FS = 1.457):



**Ilustración 27.- Análisis de condición estática
(GeoSlope 2007)**

2. Condición actual pseudoestática (FS = 1.153):



**Ilustración 28.- Análisis de condición pseudoestática
(GeoSolpe 2007)**

Los factores de seguridad obtenidos cumplen satisfactoriamente con la condición de estabilidad del talud. Sin embargo el problema de inestabilidad puede presentarse por erosión eólica.

3.6 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN

Es inminente la necesidad de proteger el talud, actualmente se encuentran varias soluciones que pueden ser aplicadas y cada una debe ser analizada para los casos particulares.

Dentro de estas alternativas podrían sugerirse varios tipos de muros que cumplirían con los requerimientos de estabilidad. Pero como se ha observado el talud es estable y el emprender una obra de gran magnitud no sería aplicable pues la mayor amenaza del talud no son los empujes activos de tierra. Sino el riesgo de que estos se activen debido a la erosión eólica.

Es por esto que la principal necesidad es revestir el talud y protegerlo del agente erosivo. Para ello se han seleccionado tres alternativas que son las que mejor se adaptan para el revestimiento. Al final de este análisis se escogerá la más viable para proceder a su diseño.

3.6.1 Hidrosiembra

Tal vez en este caso se pueda pensar en un recubrimiento vegetal que ayuda no solamente a proteger el talud del viento sino incluso del agua porque las plantas absorberían parte del agua que se infiltraría en el talud por la escorrentía del agua en épocas de lluvias.

El tratamiento de hidrosiembra es aplicable en terrenos poco consolidados y de difícil acceso. Es más rápida y eficaz que la siembra convencional porque permite una mejor restauración medioambiental.

El sistema consistiría en utilizar una hidrosebradora la misma que esta provista de un cañón hidráulico, que en una primera pasada proyecta a presión abonos, estabilizantes y una mezcla acuosa de semillas sobre la superficie del terreno. La segunda pasada se encarga de asegurar las condiciones favorables para una rápida germinación de las semillas con las funciones de proteger, retener la humedad y mantener el microclima. Para ello se usa un adherente que actúa como fijador de la semilla resultando ser este una matriz compacta para la germinación.

Algunas de las ventajas de la hidrosiembra son:

- La vegetación se establece un 20 a 25% más rápido que con cualquier otra alternativa mecánica o siembra manual.
- El mulch (cubierta protectora de suelo) asegura las condiciones favorables para una rápida germinación.
- Las semillas y abonos se distribuyen uniformemente.
- Se pueden alcanzar grandes alturas en taludes difícilmente accesibles.

Para que estas ventajas se cumplan existen varios factores que hacen que este método sea exitoso y para ello hay que utilizar especies vegetales nativas, tomar en cuenta la fecha en la que se realizara la siembra, las condiciones climáticas, la geometría del talud, sus características geotécnicas y el tipo de suelo que lo conforma.

También se podrían utilizar algunos aditivos que contribuyan a una mejor revegetación, entre ellos se encuentran:

- Fibra de Madera o Caña de Azúcar: Mejora la consistencia de la mezcla, aportando materia orgánica para la protección del suelo y reteniendo agua.
- Fibra orgánica con Adherente: Proporciona características orgánicas de un fijador, creando la unión física de la mezcla con el suelo o pendientes.
- Polímero: Funciona como un retenedor de agua absorbiendo más de 400 veces su propio peso en agua para luego liberarlo, mejorando así la dispersión de los fertilizantes.
- Fertilizante: Otorga a las semillas y al suelo los nutrientes indispensables para acelerar el crecimiento y germinación de las plantas.
- Bioestimulante: Mejora el rendimiento de la germinación, mejorando el desarrollo de las raíces, estructura y vida del suelo.
- Regulador de PH: Dependerá de los factores y condiciones del suelo para el control de la acidez.
- Colorante: Se utiliza como estética de aplicación a la mezcla proporcionando un color verde temporal, sin dañar los insumos.

Entre las desventajas del sistema encontramos:

- Al no existir especies universales se debe seleccionar una especie vegetal que sea compatible con las condiciones del suelo y el sitio. Así como la disponibilidad de agua, nutrientes, PH, clima y demás regulaciones.

- Necesita un período de establecimiento para ser efectiva y si la velocidad de erosión es alta no alcanzaría el tiempo para implantarse bien la vegetación.
- En suelos poco cohesivos existe la necesidad de dar aporte de sustrato orgánico
- Debe ser acompañada de un drenaje adecuado hasta el establecimiento de la cubierta vegetal.

Además se debe considerar que ciertos tipos de planta son intrínsecamente mejores que otras para objetivos de estabilización específicos.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Pastos	Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer; buena densidad de cobertura.	Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.
Juncos	Crecen rápidamente y son fáciles de establecer en las riberas de ríos.	Difíciles de obtener y el sistema de plantación no es sencillo.
Hierbas	Raíz relativamente profunda.	Algunas veces son difíciles de establecer y no se consiguen raíces.
Arbustos	Variedades para escoger. Existen especies que se reproducen por estaca. Raíz profunda, buena cobertura, bajo mantenimiento.	Algunas veces son difíciles de establecer.
Árboles	Raíces profundas, no requieren mantenimiento.	Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.

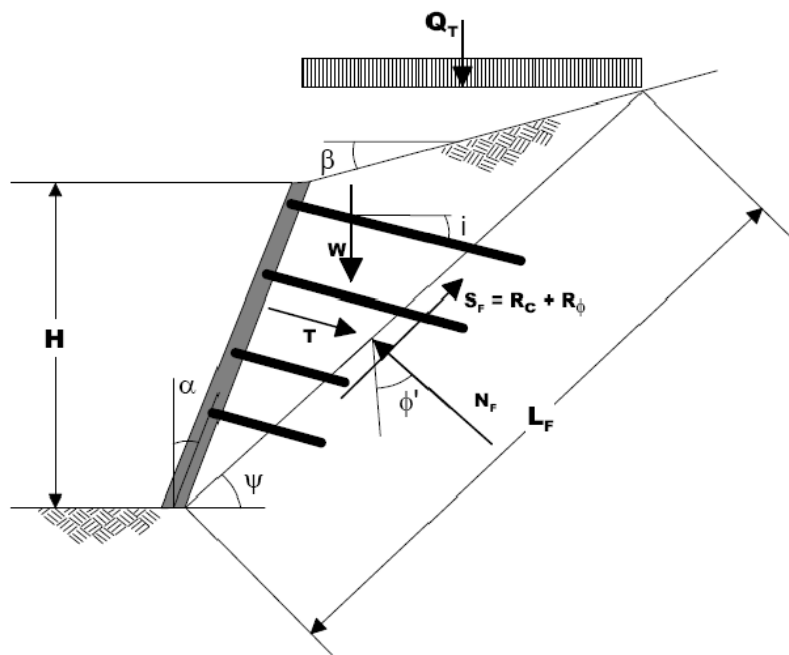
**Tabla 16.- Ventajas y desventajas de los diversos tipos de planta
(Gray y Sotir, 1996)**

3.6.2 Revestimiento de concreto lanzado

Otro método que se adapta para estabilizar el talud es una estructura de revestimiento y a la vez de contención, el diseño se basa en el análisis de los empujes que son calculados en función de las propiedades del suelo ya analizados anteriormente. (Cohesión, ángulo de fricción y peso unitario)

El trabajo consiste en un reforzamiento del terreno con la inclusión de barras de acero corrugadas de manera simétrica y un recubrimiento de mortero de cemento que consigue dar una continuidad superficial y apoyo a los refuerzos.

Los anclajes (nails) son pasivos y tienen la capacidad de resistir la fuerza de presión creada por el suelo. Este reforzamiento actúa a través de la interacción entre el anclaje y el mortero generando una resistencia a la tensión cuando se producen desplazamientos, incrementando la estabilidad del talud.



**Ilustración 29.- Funcionamiento del Concreto Lanzado
Deslizamientos técnicos de remediación (Jaime Suarez)**

Cabe mencionar que los anclajes (nails) fueron desarrollados en Francia. Este método se lo conoce como “Soil Nailing” y consiste en un refuerzo in-situ que utiliza los refuerzos inyectados que son capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. Este tipo de anclaje requiere un espaciamiento menor y actúan como un refuerzo del suelo aumentando la resistencia interna.

Los anclajes pueden construirse a partir de varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural, en la cabeza (que generalmente va

roscada) se coloca una platina y rosca o puede colocarse la varilla doblada. Se recomienda una protección adicional contra la corrosión requisito que podría obviarse si la lechada de inyección es suficiente.

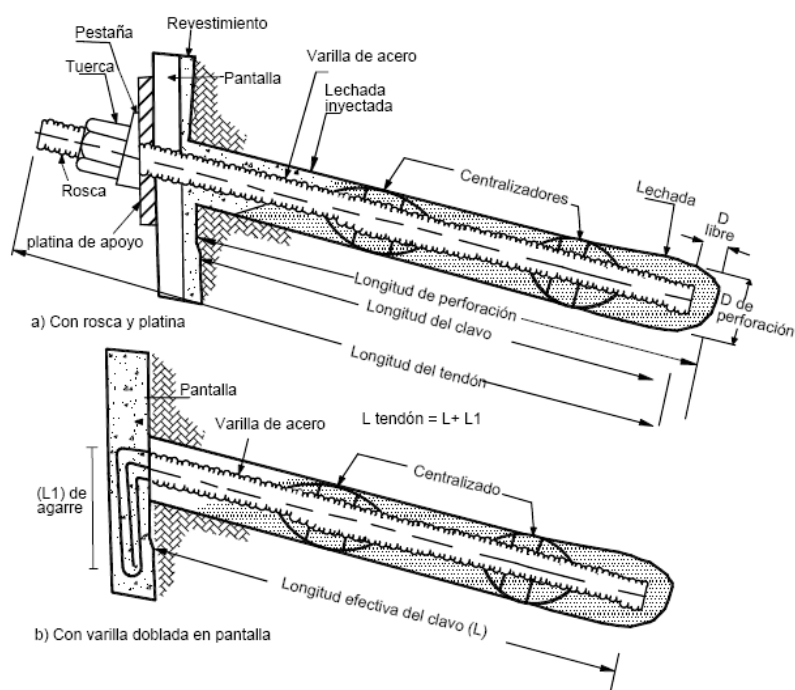


Ilustración 30.- Tipos de Anclajes (nails)
Deslizamientos técnicas de remediación (Jaime Suarez)

La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una delgada capa de concreto lanzado de espesor variable, que generalmente se la construye utilizando concreto lanzado. Esta pantalla une las cabezas de los refuerzos para contener el suelo y al mismo tiempo transmitir esfuerzos del suelo a los anclajes. Como refuerzo generalmente se utilizan mallas electrosoldadas.

Algunas de las principales ventajas que encontramos en este tipo de estructura son:

- Permite adaptarse a cualquier geometría del terreno
- Buena adherencia a diferentes tipos de materiales
- Bajas relaciones agua – cemento para obtener alta resistencia
- Resistencia a la intemperie por su impermeabilidad

- Sencillez en los anclajes

Dentro de las desventajas se puede decir que:

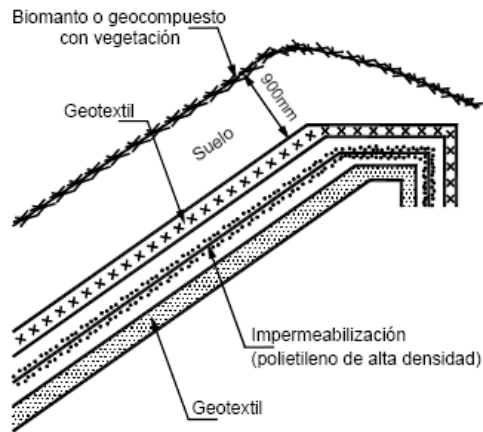
- Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos
- Sistema no muy efectivo en suelos granulares sueltos o en arcillas blandas.
- Presencia de niveles freáticos altos representan dificultades de construcción.
- Aunque es un sistema flexible y por lo tanto resistente a fuerzas sísmicas; sin embargo el comportamiento dinámico es relativamente desconocido.

El concreto lanzado puede además utilizarse en taludes de gran altura sin que se produzcan desprendimientos siendo un sistema seguro y de gran durabilidad.

3.6.3 Refuerzo con geosintéticos

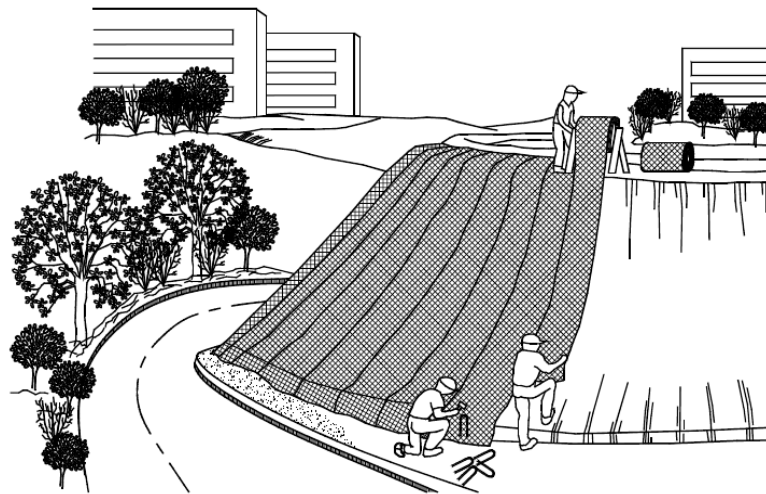
Otra alternativa posible es un revestimiento con productos sintéticos. Este método se define como un sistema de sostenimiento flexible del terreno a un conjunto de elementos formado principalmente por una membrana de material de elevada resistencia a la tracción, la cual es capaz de recibir o aplicar empujes de terreno de forma continua y transmitir esos esfuerzos a la cabeza del conjunto de anclajes. El sistema se complementa con un geosintético (geomalla) que tiene la función de controlar la erosión superficial del terreno.

Los mantos sintéticos para control de erosión, se fabrican con fibras y filamentos sintéticos contra la acción de los rayos ultravioleta. Los tejidos y el material de protección son cosidos para garantizar la integridad de las mantas. En cambio los geosintéticos son fabricados generalmente con polímeros como el polipropileno, el poliéster, el nylon y el polietileno. Como se los utiliza en contacto con el suelo, la humedad y el medio ambiente es muy importante analizar el comportamiento en estas condiciones.



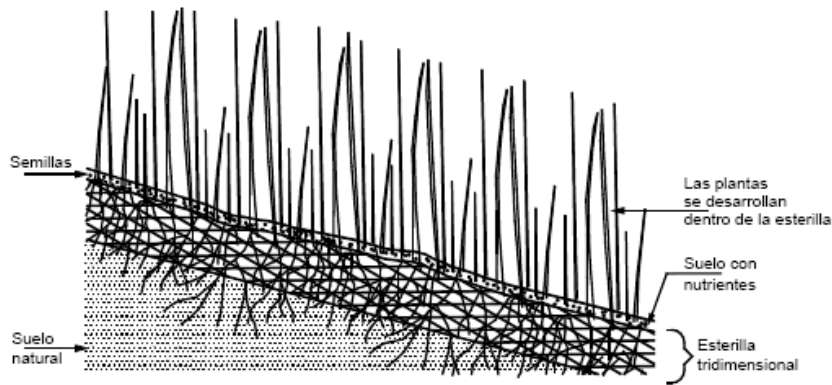
**Ilustración 31.- Método de protección con geosintéticos
(Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)**

La mayoría de mantos y geosintéticos se fabrican en rollos, los cuales se desenrollan y se extienden sobre la superficie a proteger



**Ilustración 32.- Instalación de geosintéticos en taludes
(Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)**

Una variedad dentro de este método es utilizar junto con los mantos, la revegetación del talud donde generalmente se coloca primero la semilla por un proceso de hidrosembado y luego esta se cubre con el manto sintético, luego la planta se desarrolla a través de los vacíos del geomanto.



**Ilustración 33.- Sistema combinado de geosintéticos e hidrosiembra
(Control de erosión en zonas tropicales – Suárez 2001)**

La colocación de estos mantos debe hacerse en tal forma que el movimiento del agua no los doble o desestabilice. Los traslapes se los realiza de manera similar a como se colocan las tejas de una casa.

En su diseño se consideran factores como la resistencia a la fuerza tractiva del agua y la dirección del viento, los cuales podrían levantar el manto en caso de un traslape incorrecto.

En la parte superior e inferior los mantos deben enterrarse en el suelo utilizando zanjas de profundidad.

El arriostriamiento de la membrana superficial se realiza mediante un conjunto de anclajes que atraviesan la zona inestable y se anclan en la zona estable del terreno. Dependiendo de la forma en que se transmitan las tracciones generadas en la membrana a los puntos de anclaje y del tipo de geomanto, el modelo físico de funcionamiento del sistema será diferente.

Las principales ventajas son su fácil adaptación a todo tipo de terrenos y que son sistemas generalmente muy económicos y fáciles de construir.

Y entre sus desventajas al igual que se menciona en el concreto lanzado, el refuerzo requiere protección contra la corrosión, además los geosintéticos son muy flexibles y se deforman fácilmente. Junto a esto se debe considerar su grado de descomposición con la luz solar.

3.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.7.1 Conclusiones

El origen principal de la erosión del talud se debe a la acción del viento, un fenómeno natural inevitable que requiere medidas para mitigar sus efectos.

La geometría permite que el talud sea estable, sin embargo por el tipo de suelo encontrado (arena-limosa), no es suficiente para protegerlo del efecto erosivo eólico.

El análisis estático y pseudoestático dan como resultado factores de seguridad mayores a 1 demostrando que el talud es estable, sin embargo el dejar la superficie del talud expuesta puede ocasionar que se active la falla circular.

La gran velocidad de erosión del talud, obliga a implementar medidas de protección que evidencien resultados a corto plazo.

El tipo de suelo que conforma el talud según la clasificación SUCS es una arena limosa y se puede aplicar un sistema de hidrosiembra buscando semillas nativas del sector, sin embargo el viento como agente erosivo podría desprender las semillas del talud y no dejarlas germinar. Esto se solucionaría con el uso de geosintéticos y geomantas de control de erosión similares a las especificadas en el Anexo No. 7.

El uso de geosintéticos queda limitado por su durabilidad, debido a que el clima seco del sector por la exposición a los rayos solares causaría un desgaste mayor, requiriendo intervenciones de mantenimiento frecuentes.

El uso del hormigón lanzado como revestimiento acompañado de un sistema de anclajes (nails) es una alternativa muy conveniente ya que además de conseguir un incremento en el factor de seguridad global, es un sistema que requiere menor mantenimiento debido a su durabilidad y resistencia a los agentes externos a largo plazo.

3.7.2 Recomendaciones

Se debe revestir el talud como una medida de protección contra el efecto erosivo del viento, evitando así que se produzcan más deslizamientos y cárcavas que desestabilicen el talud y por tanto puedan afectar la normal circulación de vehículos por la vía Panamericana.

Debido a la existencia de cárcavas causadas por el efecto erosivo del viento, es necesario el relleno de las mismas. Se recomienda el uso de sacos de terro cemento en una proporción de 1:6. Puede utilizarse el material desprendido del talud siempre y cuando este no se haya contaminado.

De las alternativas analizadas se recomienda utilizar el revestimiento del talud con hormigón lanzado debido a los severos problemas de erosión que presenta el sector y a la necesidad de una pronta protección que sea durable a través del tiempo.

CAPÍTULO IV

4 PROPUESTA DE LA INVESTIGACIÓN

El revestimiento para protección contra la erosión será una pantalla de hormigón lanzado, incluyendo un sistema de anclajes (nails) y una malla electrosoldada como control de temperatura para evitar fisuras superficiales en la pantalla.

El proceso de diseño consiste en realizar un predimensionamiento de las medidas de los anclajes para su posterior verificación en el programa Geo-Slope. El proceso iterativo mostrara la necesidad de algunos ajustes en los dimensionamientos iniciales.

La propuesta utilizará el método de la “Federal Highway Washington Administration”.

4.1 CONSIDERACIONES INICIALES

a) Geometría del talud

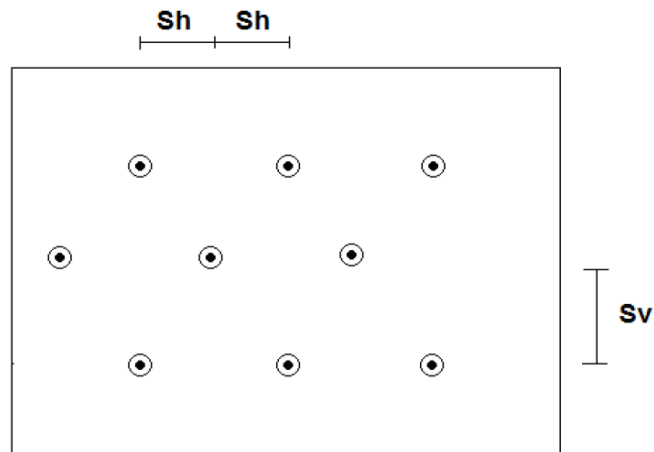
La ilustración No. 7 del apartado 3.5.1 recoge el perfil topográfico simplificado del talud a revestir.

b) Espaciamiento vertical y horizontal de anclajes

El espaciamiento tanto vertical como horizontal de los anclajes será de 1.5 m. Este espaciamiento puede variar si el diseño así lo requiere

c) Ubicación y distribución de los anclajes (nails) en el revestimiento.

Para este caso se utilizará una distribución triangular, es decir los anclajes inferiores no estarán alineados con los anclajes superiores.



**Ilustración 34.- Distribución de anclajes
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

Este tipo de diseño genera una distribución de presiones más uniforme por lo que funciona muy bien cuando los suelos no redistribuyen las presiones.

d) **Inclinación de los anclajes**

Los anclajes tendrán una inclinación de 15° a lo largo de toda la estructura.

e) **Longitud de los anclajes**

La longitud de los anclajes será uniforme a lo largo de toda la estructura.

f) **Características del refuerzo a utilizarse**

Se utilizarán anclajes con módulo de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (420 Mpa)

g) **Propiedades índice y mecánicas del suelo**

Los estudios de suelo determinaron que el tipo de suelo es arena limosa, SM. Los resultados de las características del suelo se encuentran en el Anexo No. 5 de este estudio.

h) **Esfuerzo de unión último suelo-anclaje (q_u)**

Este valor refleja la resistencia de adherencia según el tipo de suelo

Material	Método de Construcción	Tipo de suelo / roca	Esfuerzo último al arrancamiento, q_u (KPa)
Roca	Perforación por rotación	Caliza margosa	300 - 400
		Filita	100 - 300
		Cal	500 - 600
		Dolomita blanda	400 - 600
		Dolomita fisurada	600 - 1000
		Arenisca erosionada	200 - 300
		Lutita erosionada	100 - 150
		Esquisto erosionada	100 - 175
Suelos de cohesión baja	Perforación por rotación	Arena/grava	100 - 180
		Arena limosa	100 - 150
		Limo	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Coluvión fino	75 - 160
	Driven Casing	Arena/grava	190 - 240
		Baja sobrecarga	280 - 430
		Alta sobrecarga	380 - 480
		Morena compacta	100 - 180
	Barrenado	Relleno de limo arenoso	20 - 40
		Arena fina limosa	65 - 90
		Limo arcilloso arenoso	60 - 140
Jet Grouted	Arena	700	
	Arena/grava	380	
Suelos de grano fino	Perforación por rotación	Limo arcilloso	35 - 60
		Arcilla limosa	90 - 140
	Barrenado	Loess	25 - 75
		Arcilla blanda	20 - 30
		Arcilla limosa	40 - 60
		Relleno de arcilla limosa	40 - 100
Arcilla arenosa calcárea	90 - 14		

**Tabla 17.- Estimación resistencia de adherencia última de los anclajes en suelo y rocas, para diferentes métodos de perforación
Soil Nails Walls (Elías y Juran, 1991)**

Se puede asumir el valor entre 100 y 150 KPa. Para este caso serán 130 KPa.

- i) Otras consideraciones Iniciales
- Método de perforación: Perforadora hidráulica para las perforaciones
 - Diámetro de perforación: Se selecciona un diámetro de perforación de 100 mm
 - Cargas actuantes: Para el diseño de este talud se considerará únicamente la carga muerta actuante. Esta carga comprende básicamente del peso del talud.

- Factor de seguridad: Se utilizan los siguientes factores de seguridad recomendados.

MODO DE FALLA	COMPONENTES DE RESISTENCIA	SÍMBOLO	FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS		
			CARGAS ESTÁTICA ⁽¹⁾		CARGAS SÍSMICAS ⁽²⁾ (ESTRUCTURAS TEMPORALES Y PERMANENTES)
			ESTRUCTURA TEMPORAL	ESTRUCTURA PERMANENTE	
Estabilidad externa	Estabilidad global (largo tiempo)	FS _G	1.35	1.5 ⁽¹⁾	1.1
	Estabilidad global (excavación)	FS _G	1.2 -1.3 ⁽²⁾		NA
	Deslizamiento	FS _{SL}	1.3	1.6	1.1
	Capacidad portante	FS _H	2.5 ⁽³⁾	3.0 ⁽³⁾	2.3 ⁽³⁾
Estabilidad interna	Resistencia al arrancamiento	FS _P	2.0		1.5
	Resistencia a la tensión de la barra de anclaje	FS _T	1.8		1.35
Resistencia del revestimiento	Flexión del revestimiento	FS _{FF}	1.35	1.6	1.1
	Corte por punzonamiento	FS _{FP}	1.35	1.6	1.1
	Tensión del conector de cortante ("headed-stud") (A307)	FS _{HT}	1.8	2.0	1.5
	Tensión del clavo conector de cortante ("headed-stud") (A325)	FS _{HT}	1.5	1.7	1.3

Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

4.2 DISEÑO PRELIMINAR

- a) Cálculo de la resistencia de arrancamiento normalizada (μ)

$$\mu = \frac{q_u * D_{DH}}{FS_p * \gamma * S_H * S_V}$$

$$\mu = \frac{130 * 0.10}{1.35 * 16.19 * 1.5 * 1.5}$$

$$\mu = 0.264$$

- b) Obtención de la cohesión normalizada (c^*)

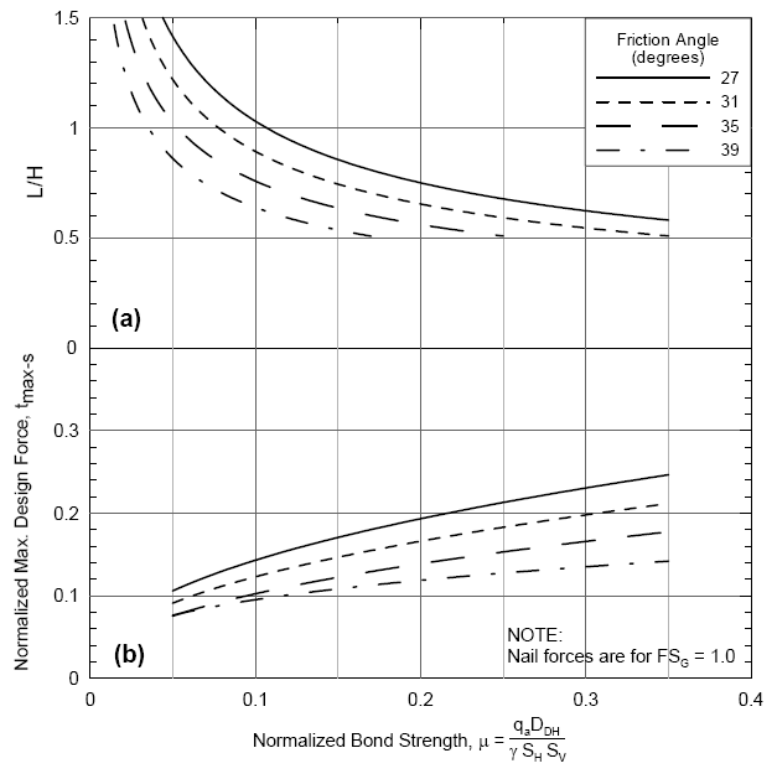
$$c^* = \frac{c}{\gamma * H}$$

$$c^* = \frac{21.57}{16.19 * 12}$$

$$c^* = 0.11$$

c) Cálculo de la relación L/H y tensión máxima

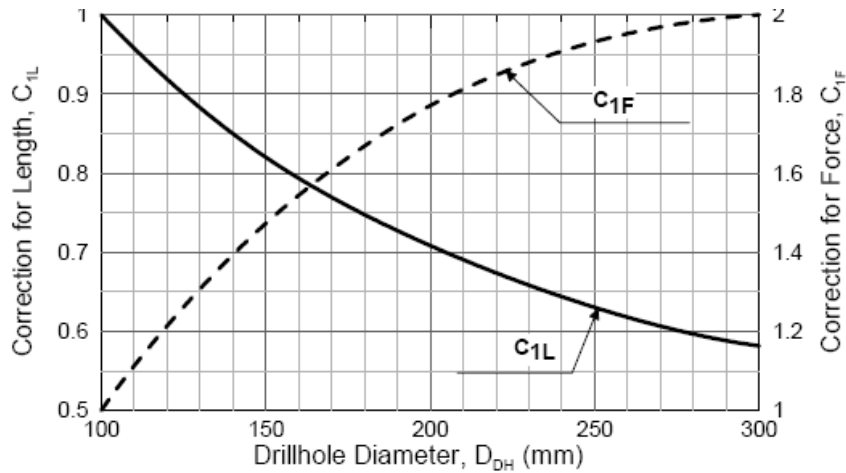
Permite obtener la relación entre la longitud del anclaje y la altura del talud en función del ángulo de fricción.



Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

	β°	L/H	tmax-s
$\alpha = 10^\circ$	10°	0.60	0.14

d) Corrección para el diámetro de perforación



Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

C_{1L}	1.00
C_{1F}	1.00

Al utilizar un diámetro de perforación de 100 mm no existe corrección para este valor, por lo que la relación L/H y la tensión máxima no necesitan corrección. Pero si este fuera el caso deberían utilizarse las siguientes expresiones:

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

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

e) Longitud Inicial de los anclajes

$$L_o = \frac{L}{H} * H$$

$$L_o = 0.60 * 12$$

$$L_o = 7.20 \text{ m}$$

f) Cálculo de la tensión máxima real

$$T_{\text{máx}} = t_{\text{máx-s}} * \gamma * H * S_H * S_V$$

$$T_{m\acute{a}x} = 0.14 * 16.19 * 12 * 1.5 * 1.5$$

$$T_{m\acute{a}x} = 61.20 \text{ KN}$$

g) Cálculo del área requerida por cada refuerzo

$$A_t = \frac{T_{m\acute{a}x-s} * FS_\gamma}{F_y}$$

$$A_t = \frac{61.20 \text{ KN} * 1.35}{0.42 \text{ KN/mm}^2}$$

$$A_t = 196.71 \text{ mm}^2$$

Esta área calculada se compara con las áreas disponibles en el mercado ecuatoriano. De la siguiente tabla se escoge el diámetro de 16 mm y un área de 201 mm². Al diámetro se le suma 50 mm de recubrimiento mínimo (25 mm a cada lado) y se obtiene un diámetro de 66 mm que es compatible con el diámetro de perforación de 100 mm.

DIMENSIONES NOMINALES						
Diámetro (mm)	Peso nominal (kg/m)	Sección (mm ²)	Perímetro (mm)	Peso por varilla (kg)		
				6m	9m	12m
8	0,395	50,3	25,13	2,370	3,555	14,740
10	0,617	78,5	31,42	3,702	5,553	7,404
12	0,888	113,0	37,70	5,328	7,992	10,656
14	1,208	154,0	43,98	7,248	10,872	14,496
16	1,578	201,0	50,26	9,468	14,202	18,936
18	1,998	254,0	56,55	11,988	17,982	23,976
20	2,466	314,0	62,83	14,796	22,194	29,592
22	2,984	380,0	69,11	17,904	26,856	35,808
25	3,853	491,0	78,54	23,118	34,677	46,236
28	4,834	616,0	87,96	29,004	43,506	58,008
32	6,313	804,0	100,53	37,878	56,817	75,756

Tabla 18.- Diámetros nominales – Andec

4.3 DISEÑO FINAL

4.3.1 Modos de falla externos

4.3.1.1 Estabilidad global

Se realiza un análisis de la estabilidad global del talud con el programa Geo-Slope considerando los datos del prediseño. Para una longitud de anclaje de 6m el factor de seguridad es de 1.307.

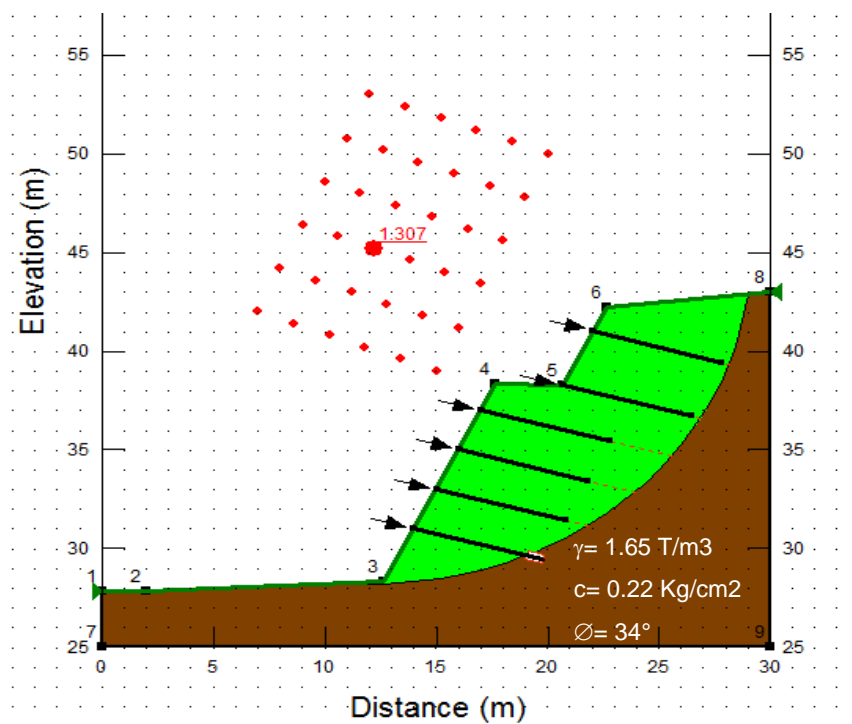
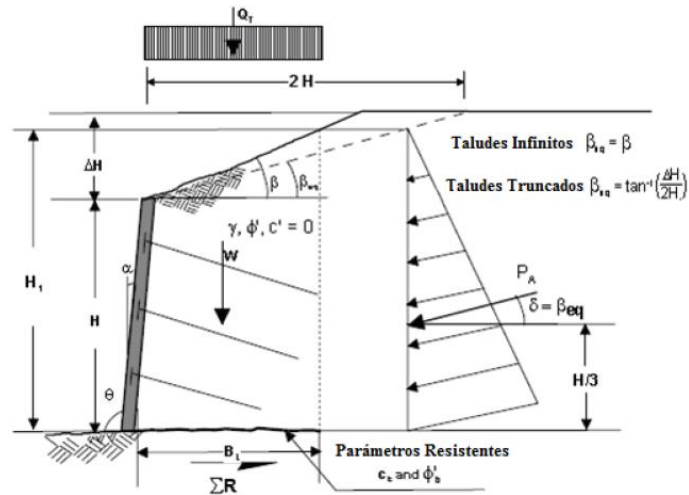


Ilustración 35.- Análisis Seudoestático con anclajes
(GeoSlope 2007)

La colocación de anclajes (nails) en el talud, aumenta el FS_G

4.3.1.2 Estabilidad ante deslizamiento

Es la capacidad para resistir el deslizamiento al empuje de tierra, utilizando la teoría de Rankine y la de Coulomb para el empuje activo del suelo y el coeficiente K_A .



**Ilustración 36.- Análisis estabilidad
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

H: 12.00 m

β : 10°

α : 10°

θ : 100°

C_b : 21.57 KN/m²

B_L : $3 + (12 * \tan(10^\circ)) = 5.12$ m

Φ'_b : 34°

Φ' : 34°

δ : 34°

γ : 16.19 KN/m³

a) Cálculo del ángulo de talud equivalente (β_{eq}).

$$\beta_{eq} = \tan^{-1} * \frac{\Delta H}{2H}$$

$$\beta_{eq} = \tan^{-1} * \frac{3 * \tan 10^\circ}{2 * 12}$$

$$\beta_{eq} = 1.26^\circ$$

b) Cálculo de la altura específica

$$H1 = H + (B_L - H * \tan \alpha) * \tan \beta_{eq}$$

$$H1 = 12 + (5.12 - 12 * \tan 10^\circ) * \tan 1.26^\circ$$

$$H1 = 12.06 \text{ m}$$

c) Cálculo del coeficiente de presión activo KA

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\theta + \Phi')}{\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta)\text{sen}(\Phi' - \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta)\text{sen}(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(100 + 34)}{\text{sen}^2 100 \text{sen}(100 - 34) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(34 + 34)\text{sen}(34 - 10)}{\text{sen}(100 - 34)\text{sen}(100 + 10)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.211$$

d) Peso total del área del talud

$$W = A * \gamma$$

$$W = 76.90 \text{ m}^2 * 16.19 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 1,245.01 \text{ KN}$$

e) Presión activa ejercida por el suelo hacia el muro

$$P_A = \frac{\gamma * H_1^2}{2} * K_A$$

$$P_A = \frac{16.19 \text{ KN/m}^2 * 12\text{m}^2}{2} * 0.211$$

$$P_A = 245.96 \text{ KN}$$

f) Sumatoria de las fuerzas resistentes

$$\Sigma R = c_b * B_L + (W + Q_D + P_A \text{ sen}\beta_{eq}) \tan\phi$$

$$\Sigma R = 21.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 5.12 \text{ m} * 1\text{m} + (1,245.01 \text{ KN} + 0.00 + 245.96 \text{ sen } 1.26^\circ) \tan 34^\circ$$

$$\Sigma R = 953.48 \text{ KN}$$

g) Sumatoria de las fuerzas deslizantes

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

$$\Sigma D = 220.31 \text{ KN} \cos 10^\circ$$

$$\Sigma D = 216.96 \text{ KN}$$

h) Factor de seguridad ante deslizamiento

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma R}{\Sigma D}$$

$$FS_{SL} = \frac{953.48 \text{ KN}}{216.96 \text{ KN}}$$

$$FS_{SL} = 4.39$$

Comparado con el FS_{SL} recomendado de 1.5 concluimos que la estructura es estable al deslizamiento.

4.3.2 Estabilidad ante capacidad de carga

Al analizar una estructura de tipo liviana, la falla por capacidad de carga no es crítica y por tanto no será analizada.

4.3.3 Modos de Falla Internos

- a) Falla por arrancamiento

Esta falla fue evaluada en el análisis por estabilidad global. El programa Geo-Slope verifica que la capacidad permisible de arrancamiento (R_{PALL}) sea mayor o igual que T_{max} de los anclajes.

4.3.4 Modos de falla de la pantalla del muro

- a) Cálculo de la fuerza de tensión del anclaje en la superficie del muro:

$$T_0 = T_{max-s} [0.6 + 0.2 (S_{max} - 1)]$$

$$T_0 = 61.20 \text{ KN} [0.6 + 0.2 (1.5 - 1)]$$

$$T_0 = 42.84 \text{ KN}$$

- b) Definición de los materiales del revestimiento de concreto lanzado:

- Pantalla 50 mm de espesor (h=50mm)
- Acero de refuerzo malla $f_y = 420$ MPA (60.92 KSI)
- Malla electrosoldada 4:10
- Resistencia a la compresión del hormigón $f'_c = 21$ MPA (3,045.79 PSI)
- Placa de unión anclaje – muro 150mm x 150mm y 10 mm de espesor ($L_{BP} = 200$ mm)

4.3.4.1 Falla por flexión de la placa de hormigón lanzado

a) Porcentaje mínimo de refuerzo en la placa:

$$\rho_{min} = 20 * \frac{\sqrt{f'_c [MPa]}}{f_y [MPa]}$$

$$\rho_{min} = 20 * \frac{\sqrt{21}}{420}$$

$$\rho_{min} = 0.22\%$$

b) Porcentaje máximo de refuerzo en la placa:

$$\rho_{max} = 50 * \frac{f'_c [MPa]}{f_y [MPa]} \left[\frac{600}{600 + f_y [MPa]} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.05 * \frac{21}{420} \left[\frac{600}{600 + 420} \right]$$

$$\rho_{max} = 1.5\%$$

c) Verificación del refuerzo seleccionado:

- Área del refuerzo seleccionado:

Tipo de malla 4:10 sección (As) = 126 mm² /m

Mallas Armex® Tipo R con apertura cuadrada

Código	Tipo de malla	Diámetro (mm)		Separación (cm)		Sección de acero as (mm ² / m)		Peso	
		Alambre L.	Alambre T.	Alambre L.	Alambre T.	As L	As T	kg / m ²	kg / plancha
188156	R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	1,97	29,48
188164	R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	3,07	46,06
188166	R-238	5,5	5,5	10	10	238	238	3,72	55,73
188168	R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	4,42	66,32
188172	R-385	7,0	7,0	10	10	385	385	6,02	90,27
188176	R-636	9,0	9,0	10	10	636	636	9,95	149,22
188150	R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	1,01	15,17
188152	R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	1,32	19,81
188154	R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	1,67	25,07
188158	R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	2,06	30,95
188160	R-158	5,5	5,5	15	15	158	158	2,50	37,45
188161	R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	2,97	44,57
188167	R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	4,04	60,66
188170	R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	5,28	79,23
188173	R-424	9,0	9,0	15	15	424	424	6,69	100,28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8,25	123,80
188148	R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	0,84	12,53

AsL: Área de acero (mm² / m) de los alambres longitudinales. | Dimensiones estándar: 6,25 x 2,40 m = 15m²
 AsT: Área de acero (mm² / m) de los alambres transversales. | Medidas y especificaciones especiales bajo pedido

Tabla 19.- Secciones malla electrosoldada - Catálogo Ideal Alambrec

$$a_{vm} = a_{hm} = a_{vn} = a_{hn}$$

$$\text{área por unidad de longitud de refuerzo horizontal y vertical} = 126 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo del porcentaje de refuerzo escogido:

$$\rho_{vn} = \rho_{hn} = \rho_{vm} = \rho_{hm} = \frac{a_{ij}}{0.5h} * 100$$

$$\rho_{ij} = \frac{0.126}{0.5 * 50} * 100$$

$$\rho_{ij} = 0.50 \%$$

El porcentaje de refuerzo tanto horizontal como vertical, en el medio del área de influencia y en la superficie del anclaje se encuentra entre los valores de ρ_{\min} y ρ_{\max} calculados, por lo tanto la malla de refuerzo 4:10 es aceptable para el muro.

- Porcentaje de refuerzo total:

$$\rho_{tot} = \rho_n + \rho_m$$

$$\rho_{tot} = 0.50\% + 0.50\%$$

$$\rho_{tot} = 1.00\%$$

- d) Determinación del factor de no uniformidad de las presiones detrás de la superficie del muro (C_F):

Tipo de estructura	Espesor nominal de la cara del muro (mm)	Factor C_F
Temporal	100	2.0
	150	1.5
	200	1.0
Permanente	todos	1.0

**Tabla 20.- Factores C_F
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

Según el espesor de la superficie del muro se selecciona este factor. En este caso al tratarse de una estructura permanente escogemos el valor de $C_F = 1.00$.

- e) Cálculo de la capacidad a flexión del revestimiento:

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} * (a_{vn} + a_{vm}) * \left(\frac{S_h * h}{S_v} \right) * f_y$$

$$R_{FF} = \frac{1.00}{265} * (126 + 126) * \left(\frac{1.5 * 0.5}{1.5} \right) * 420$$

$$R_{FF} = 199.70 \text{ KN}$$

- f) Verificación de la capacidad a flexión:

$$R_{FF} \geq FS_{FF} * T_0$$

$$R_{FF} \geq 1.5 * 42.84 \text{ KN}$$

$$199.70 \text{ KN} \geq 64.26 \text{ KN}$$

Se cumple la condición, por lo tanto la pantalla del revestimiento es resistente a la flexión.

4.3.4.2 Falla por punzonamiento de la pantalla del muro

a) Cálculo del diámetro de la superficie cónica

$$D'_c = L_{BP} + h$$

$$D'_c = 150 \text{ mm} + 50 \text{ mm}$$

$$D'_c = 200 \text{ mm}$$

b) Fuerza máxima resistente al punzonamiento de la superficie del revestimiento:

$$V_F = 330 * \sqrt{f'_c} * \pi * D'_c * h$$

$$V_F = 330 * \sqrt{21} * 3.14159 * 0.20 * 0.15$$

$$V_F = 142.53 \text{ KN}$$

c) Cálculo de la resistencia al punzonamiento:

$$R_{FP} = C_P * V_F$$

$$R_{FP} = 1 * 142,53 \text{ KN}$$

$$R_{FP} = 142.53 \text{ KN}$$

d) Verificación de la resistencia al punzonamiento:

$$R_{FP} \geq FS_{FP} * T_0$$

$$R_{FP} \geq 1.5 * 42.84$$

$$142.53 \text{ KN} \geq 64.26 \text{ KN}$$

Se cumple la condición, por lo tanto la pantalla del revestimiento es resistente al punzonamiento.

4.3.4.3 Estimación de deformaciones máximas en el muro

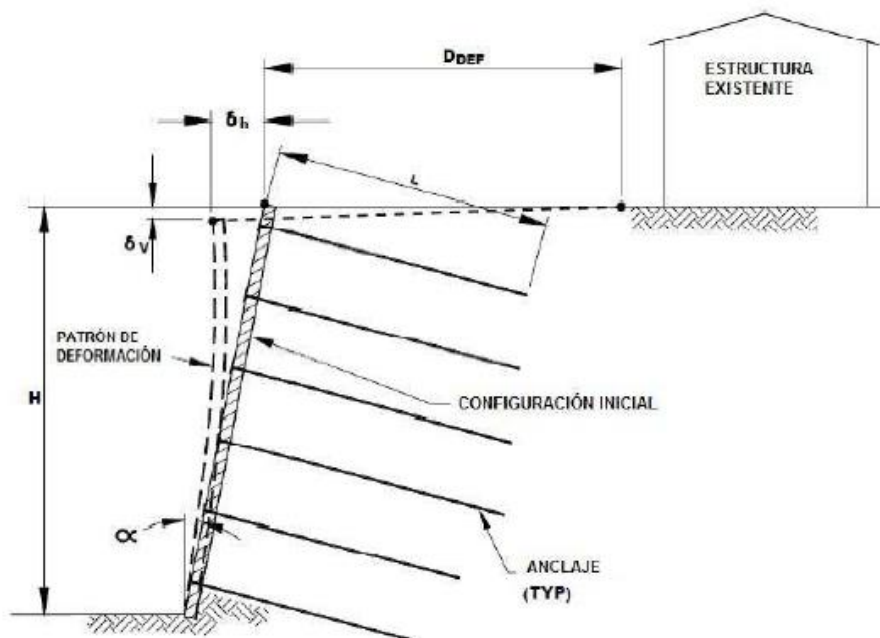


Ilustración 37.- Deformación muro claveteado de concreto lanzado
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

Durante y después de la construcción del revestimiento de concreto lanzado, el suelo detrás de este tiende a deformarse hacia afuera. Estos dependen generalmente de la altura del muro, su geometría, el tipo de suelo, el espaciamiento de los anclajes, el factor de seguridad global, la relación anclaje/longitud, la inclinación de los anclajes (nails), la sobrecarga, etc.

a) Obtención de la relación dependiente del suelo

VARIABLE	SUELOS RÍGIDOS Y ROCAS	SUELOS ARENOSOS	SUELOS DE GRANO FINO
δ_h/H y δ_v/H	1/1000	1/500	1/333
C	1,25	0,8	0,7

**Tabla 21.- Valores de $(\delta h/H)_i$ y C en función de la condición del suelo
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

El tipo de suelo objeto del estudio son arenas limosas, por lo que podemos utilizar la relación 1/500 y se calcula la deformación máxima horizontal y vertical de la estructura.

b) Cálculo de la deformación máxima horizontal y vertical:

$$\delta h = \delta v = \left(\frac{\delta_H}{H} \right) i * H$$

$$\delta h = \delta v = \left(\frac{1}{500} \right) * 12m$$

$$\delta h = \delta v = 0.024 m$$

c) Verificación de la deformación máxima:

En primera estimación las deformaciones deben ser menores a 0.005 H.

$$\delta h = \delta v \leq 0.005 H$$

$$0.024m \leq 0.005 * 12$$

$$0.024 m \leq 0.06 m$$

Por lo tanto la deformación máxima es inferior al límite y el diseño está dentro de los parámetros.

4.3.5 Diseño de la mezcla

Las mezclas que se adaptan mejor a nuestro medio son las de aplicación por vía húmeda, porque permite una disminución importante de la dispersión de resultados a la vez que el constructor puede concentrarse únicamente en la correcta aplicación de este tipo de hormigón, logrando una mejor calidad en la pantalla del muro.

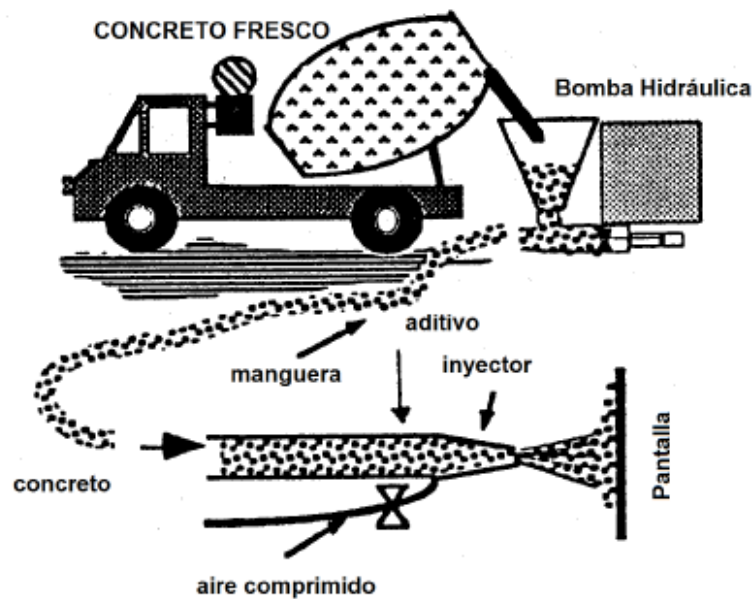


Ilustración 38.- Método de aplicación Vía Húmeda
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

Para el diseño de la mezcla se aplican los criterios del código ACI 506R-90 (Anexo No. 8).

– Granulometría

Los agregados deben cumplir la siguiente gradación, evitando el uso de arenas finas que resultan generalmente en una mayor contracción por el secado de la mezcla. De manera similar agregados gruesos pueden causar mayor rebote, segregación e incluso la obstrucción de la manguera o la boquilla del equipo de lanzado.

TAMIZ	Porcentaje que pasa
12 mm	100
10 mm	90 – 100
4.75 mm	70 – 85
2.4 mm	50 – 70
1.2 mm	35 – 55
600 µm	20 – 35
300 µm	8 – 20
150 µm	2 – 10

**Tabla 22.- Límites de gradación para combinación de agregados
(ACI-506R90 Guía para Concreto Lanzado)**

– Aditivos

Los aditivos son utilizados para mejorar ciertas propiedades del concreto lanzado. Entre ellos están los acelerantes (para lograr la resistencia deseada en corto tiempo y así proseguir con los siguientes niveles de muros), los plastificantes (para conseguir un mejor lanzado del hormigón). Para la correcta utilización de estos aditivos se debe referir a la sección número 2.7 del código ACI 506R90 y a las especificaciones propias de los aditivos como se haría con el hormigón común y corriente.

– Agua

El agua de mezcla debe estar limpia y libre de sustancias que pueden ser perjudiciales para el hormigón o acero. La relación agua cemento para mezcla húmeda se encuentra entre 0.4 a 0.55.

- Cemento

Para determinar la cantidad final del contenido de cemento deben realizarse pruebas, pero la misma debe oscilar entre 300 – 380 Kg/m³ para obtener una resistencia de 21 MPa.

- Resumen del diseño de la mezcla

MATERIAL	CANTIDAD
Cemento Tipo IP	380 Kg
Agua	152 lt
Agregado fino	1350 Kg
Agregado grueso	400 Kg

Tabla 23.- Diseño de la mezcla

4.4 RESUMEN DEL DISEÑO

A) Anclajes (Nails)

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	VALORES
Distribución de los anclajes	Triangular	-
Espaciamiento de los anclajes	Vertical S _V	1.50 m
	Horizontal S _H	1.50 m
Inclinación de los anclajes	Uniforme	15°
Longitud de los anclajes	Configuración Uniforme	L = 6.0 m
Barra de acero	Tipo	Ø = 16 mm
	Material	Acero corrugado
Protección contra la corrosión	Cobertura mínima	50 mm
	Centralizadores	PVC o varilla
Lechada	Lechada de cemento	Resistencia mínima f'c = 21MPa

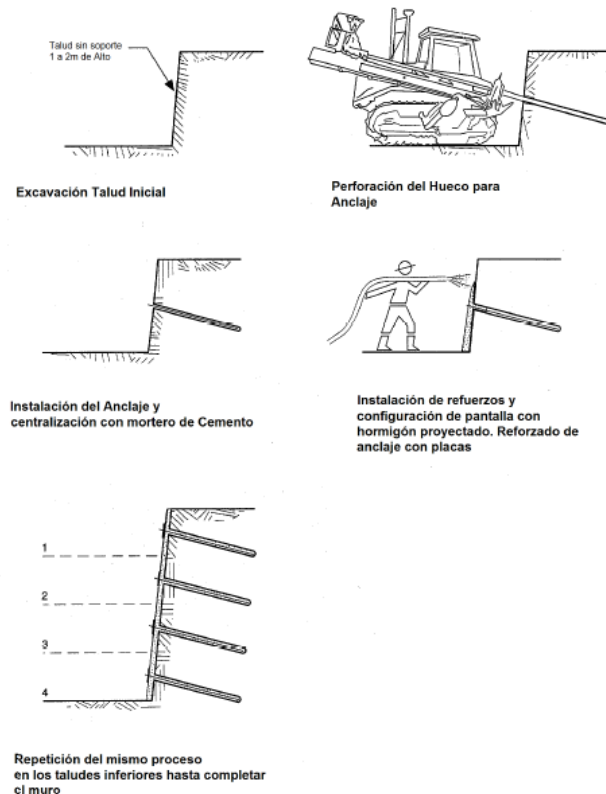
B) Revestimiento

ELEMENTO	DESCRIPCION	VALORES
General	Espesor (h)	50 mm
	Tipo de revestimiento	Concreto Lanzado
	f'c	21 MPa
Reforzamiento	Tipo	Malla electrosoldada
	fy min	420 MPa
	Denominación	4:10
Otro reforzamiento	Tipo	Ninguno
Placa de apoyo	Tipo	A36
	Acero	Grado 60
	Dimensiones	Longitud de la placa Lp = 150 mm
		Espesor de la placa tp = 10 mm

Ver plano de detalle en el Anexo No.9.

4.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Existe una secuencia típica de construcción para los muros anclados de concreto lanzado. La misma se describe a continuación.



**Ilustración 39.- Procedimiento constructivo muro de concreto lanzado
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

4.5.1 Excavación

La excavación del primer corte debe ser de 1 a 2 m. porque a esta altura el talud tiene la capacidad para mantenerse sin soporte, además la superficie no debe ser demasiado irregular para así reducir al mínimo las cantidades excesivas de concreto lanzado.

El ancho de la plataforma o terraza debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar acceso a los equipos de instalación de los anclajes. La excavación

nunca debe empezarse sin que los sistemas de control de agua superficial estén construidos.



Fotografía 14.- Excavación de taludes
Ing. Segundo Mostacero (2008)

En el caso analizado el talud se encuentra ya excavado, por lo que debemos pasar a la fase de perforación.

4.5.2 Perforación del terreno

Los agujeros de las perforaciones se los realiza con la inclinación, diámetro y longitud de los anclajes determinada en el diseño.

Las perforaciones se pueden ejecutar por rotación, percusión o la combinación de estos. Debe seleccionarse el equipo de perforación adecuado para las condiciones del terreno de tal manera que las perforaciones realizadas no alteren el suelo circundante.



Fotografía 15.- Perforación del talud
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

4.5.3 Instalación de los anclajes

Luego de las perforaciones, se procede a instalar los anclajes. El anclaje se coloca en el centro de la perforación, para conseguirlo se utiliza un centrador que puede ser de PVC o de acero en barras. El mortero de cemento debe ser una mezcla de arena, cemento y agua con una relación agua/cemento que varía entre el 0.4 a 0.5, y su asentamiento medido con el cono de Abrahms de 30 mm. Al mismo se puede agregar un aditivo expansor para controlar la retracción del mortero en las primeras horas de fraguado.



Fotografía 16.- Colocación de anclajes
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

Para una mejor aplicación de la lechada de hormigón se debe utilizar un equipo de inyección que garantice una mezcla libre de grumos.



**Fotografía 17.- Inyección de mortero
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)**

4.5.4 Drenajes del muro

El talud de análisis se encuentra libre de agua, sin embargo al colocarse la pantalla de hormigón se impermeabilizaría la superficie del talud, por lo que es recomendable utilizar un tubo de PVC de 50 mm de diámetro por cada 9 metros cuadrados con una inclinación de 5°.

4.5.5 Armado de la pantalla del muro

Cuando los anclajes y drenajes ya han sido instalados, se procede a configurar la pantalla del muro con la malla electrosoldada de acuerdo al diseño establecido. La misma debe ir asegurada a la superficie del talud con chicotes de acero para garantizar la estabilidad de la misma y así no se mueva al momento del hormigonado.

4.5.6 Aplicación del concreto lanzado

Cuando ya se ha terminado de armar el refuerzo del muro, se procede a disparar el hormigón proyectado formando la pantalla del muro. Para lograr la correcta aplicación del concreto lanzado se debe minimizar el rebote que se produce entre el hormigón y la superficie aplicada. Para ello, la manguera de lanzado debe encontrarse en ángulo recto a la superficie proyectada.

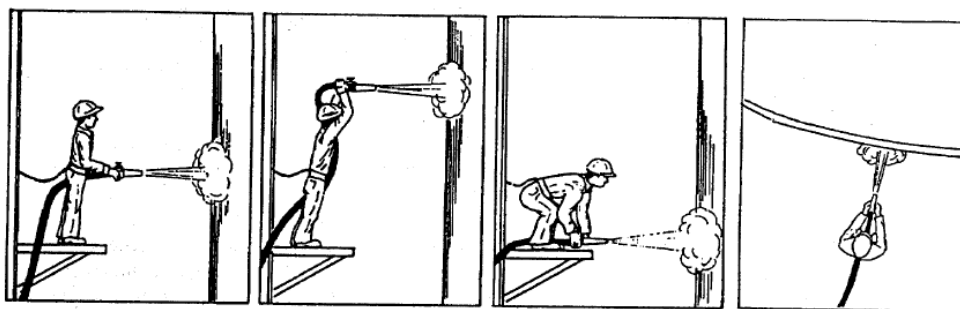
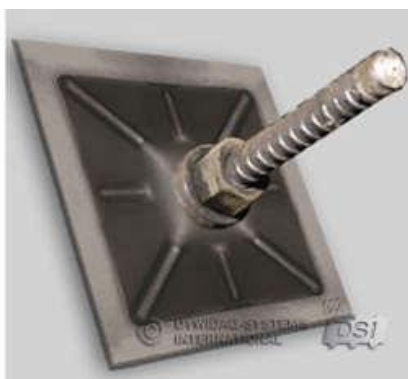


Ilustración 40.- Aplicación concreto lanzado
Soil Nails Walls (Byrne y otros, 1998)

4.5.7 Refuerzo Anclaje – Muro

Terminada la aplicación del concreto se debe esperar que este fragüe para colocar la placa de acero A36 según las medidas escogidas en el diseño, esta va acompañada de su respectiva tuerca y arandela para su ajuste.



Fotografía 18.- Refuerzo anclaje-muro
(dsí Chile)

CAPÍTULO V

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. El análisis de estabilidad de taludes demuestra que la ladera en las condiciones actuales con carga estática y dinámica se presenta estable por lo que se requiere únicamente el diseño de un sistema de protección de erosión y control de polvo.
2. Para la estabilización del talud, se ha diseñado un revestimiento de concreto lanzado de 5 cm con anclajes (nails) de 6 m de longitud, con varilla de $\varnothing=16\text{mm}$, espaciado 1.5 m en ambos sentidos.
3. Una propiedad importante de la solución diseñada es la facilidad de ejecución del concreto lanzado para formar una buena adherencia con el suelo del talud, además que presenta características impermeables aún en secciones delgadas.
4. La aplicación del concreto lanzado permitirá una pronta solución para proteger el talud de los agentes erosivos, además al ser aplicado por vía húmeda existe una mayor seguridad en el mezclado de sus componentes, con desperdicios y rebotes menores.
5. El uso de anclajes (nails) como parte del reforzamiento y protección del talud, permite aumentar considerablemente el factor de seguridad de 1.103 a 1.307, es decir incrementa en 20% la estabilidad global del mismo.
6. El revestimiento de concreto lanzado diseñado no solo protege de la erosión al talud sino que inclusive soporta cargas relativamente altas.

7. El tiempo de construcción permitirá proteger prontamente al talud del desgaste por erosión, lo que representa una clara ventaja frente a las otras alternativas.
8. En cuanto a la alternativa de revegetación del talud, la siembra de árboles o arbustos requiere de una cuidadosa elección de especies nativas, de un sostenimiento adicional de las mismas y un sistema de riego que puede afectar la estabilidad del talud debido al aumento de humedad del suelo.
9. En el caso del método de hidrosiembra, aunque se puede utilizar, este requiere de un tiempo considerable para su germinación y arraigue, lo que se contrapone con la necesidad de una solución a corto plazo.
10. En cuanto a los geosintéticos si bien puede tomarse como una alternativa de remplazo para la pantalla del revestimiento, en la actualidad estos no se producen en el país y deben importarse del exterior.
11. Aunque la información técnica de los geosintéticos determina períodos de durabilidad extensos frente a la exposición de los rayos UV, esto no garantiza de manera suficiente la inversión de un revestimiento de este tipo.
12. El mantenimiento de geomantas y geosintéticos se vuelve oneroso debido a que el remplazo de secciones deformadas o cortadas por el empuje de tierras, representa cambios de paños completos, con aplicación de técnicas especiales para su unión y puesta en funcionamiento.

5.2 RECOMENDACIONES

1. El análisis de factibilidad de alternativas permite determinar que el revestimiento de concreto lanzado en un espesor de 5 cm es la opción más adecuada por ser un sistema versátil, de rápida aplicación, es confiable en cuanto a su resistencia y uso.
2. Es importante utilizar el equipo adecuado para la perforación e inyección, de preferencia equipos livianos que faciliten la ejecución de la obra.
3. Se debe adoptar todas las medidas de seguridad para el personal que efectúe el trabajo, ya que el talud se encuentra en un sector transitado de la vía.
4. Deberá efectuarse el control de calidad de materiales a ser usados en cada uno de los elementos componentes del talud para garantizar la ejecución y calidad de los trabajos.
5. No se debe utilizar el material de rebote para una nueva aplicación del concreto, debido a que estará contaminado y es perjudicial como parte del elemento estructural.
6. Los materiales deben mantenerse secos y se deben almacenar en un lugar protegido, colocando las barras en soportes para evitar el contacto con el suelo. Para evitar la corrosión de estas se puede implementar un sistema de protección con un recubrimiento de tipo epóxico.
7. Los agregados a ser utilizados deben ser partículas libres de polvo, limo o sustancias orgánicas que afecten la resistencia del concreto lanzado, de igual forma el agua de la mezcla debe ser en lo posible potable.

8. Es importante considerar la relación agua-cemento entre valores 0.4 a 0.55, ya que el incremento de estos valores no permitirá la adherencia suficiente para garantizar su homogeneidad.
9. Perfilar el talud para obtener una superficie uniforme en la que se pueda proyectar el concreto, evitando así su desperdicio.
10. Adicionalmente se recomienda de manera general que las superficies excavadas que presentan problemas de inestabilidad por erosión sean analizadas y revestidas inmediatamente con el sistema apropiado, para así evitar obras adicionales.

5.3 BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guía de Concreto Lanzado. ACI 506R. 1995.
- AYALA, Francisco. Manual de ingeniería de taludes. Instituto Tecnológico GEO minero de España. Madrid. 1991.
- BYRNE R.J, Cotton D., Porterfield J., Wolshlag C. y Ueblacker G. Diseño y Monitoreo de Soil Nail Walls Reporte FHWA-SA-96-69R. Administración Federal de Autopistas. Washigton DC. 1998
- CONSESIONARIA PANAMERICANA VIAL. Informe Final Tramo: Calderón – Guayllabamba. Astec. Quito. 2009.
- COROMINAS Jordi. Tipos de rotura en laderas y taludes. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Elias, V., Espinoza D., Lazarte C.A. y Sabatini O. Circular en Ingeniería Geotécnica - 7: Soil Nail Walls Reporte FHWA0-IF-03-017. Administración Federal de Autopistas. Washigton DC. 2003
- KELLERTERRA. Catálogo control de erosión. Madrid – España. 2008.
- MUELAS, Ángel. Manual de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. España
- PELÁEZ, Juan. Estudio y control de la erosión hídrica. Centro de Publicaciones Universidad Nacional de Colombia. Medellín – Colombia. 2001
- SUÁREZ Jaime. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Editor: Ingeniería de Suelos Ltda. Bucaramanga – Colombia. 1998.
- SUÁREZ Jaime. Control de erosión en zonas tropicales. Editorial UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DE SANTANDER. Bucaramanga - Colombia. 2001.
- SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: técnicas de remediación. Editorial UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DE SANTANDER. Colombia. 2009.

ANEXOS

Anexo No. 1 - Mapa geológico del área

Anexo No. 2 - Mapa geológico y geotécnico kilométrico

Anexo No. 3 - Litología del área

Anexo No. 4 - Perfiles topográficos transversales

Anexo No. 5 - Ensayos de laboratorio

Anexo No. 6 – Análisis Estático y Seudoestático

Anexo No. 7 – Especificaciones Geosintéticos y Geomantas

Anexo No. 8 – Guía de concreto Lanzado ACI 506 R

Anexo No. 9 – Plano de Detalle