

ESTUDIO SOBRE EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES COMO  
ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

LINA MARCELA FLÓREZ RUGELES  
CINDY CAROLINA HERNÁNDEZ JOYA

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2012

ESTUDIO SOBRE EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES COMO  
ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

LINA MARCELA FLÓREZ RUGELES  
CINDY CAROLINA HERNÁNDEZ JOYA

Tesis de grado para optar al título de  
Ingeniero civil

Director  
M. Sc. Wilfredo Del Toro Rodríguez

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2012

A Dios por permitirme cumplir esta meta y permitirme conocer gente maravillosa  
en esta etapa de mi vida.

A mis padres, a mi hermana y a toda mi familia, quienes me han acompañado y  
apoyado en este proceso de formación profesional.

A Armandito, quien estuvo a mi lado durante los momentos más difíciles y felices  
de esta carrera.

A mi amiga y compañera de proyecto Carolina por invitarme a ser parte de este  
proyecto, por ser tan genial.

Finalmente a mis amigas de siempre por su amistad incondicional y a los nuevos  
que hicieron que fuera más agradable mi estadía en esta ciudad.

*Lina Marcela Flores Rugeles*

A Dios por ser esa luz permanente en mi camino.

A mis padres por su apoyo, por brindarme una familia unida y feliz y por hacer de mi lugar y de mi estadía en el planeta un cálido universo.

A mis queridos hermanos para que esto sea un aliento en sus vidas, un ejemplo a seguir.

A mi querido y extrañado nono, que sé que en algún lugar de ese inmenso cielo sigue ahí, cuidándonos.

A mi nona, a mis tías y a mis primos, por ser esas personitas que siempre confiaron en mí y que siempre estuvieron dispuestos a darme su apoyo y su cariño.

A mi compañera Lina por ser hacer parte de esta etapa. Gracias, por ser mi amiga.

A vos que estuviste ahí en los últimos momentos, los tiempos más felices.

A todos esos amigos que fueron y vinieron en esos 5 años de experiencia UIS, no es deber mencionarlos, este espacio sería muy pequeño, pero estoy segura que esos años, aunque sufridos estarán entre los mejores de mi vida, además, gracias, porque su amistad hizo de mí esa persona que soy ahora

*Cindy Carolina Hernández Joya*

## **AGRADECIMIENTOS**

Al profesor WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ, nuestro director de proyecto, por sus valiosos aportes, su continua colaboración y su ya bien conocido buen humor.

A nuestros padres, por su apoyo desde nuestras primeras épocas universitarias.

A HÉCTOR TORRES ORTIZ, por su desinteresada colaboración y orientación.

A DANDY BOWIE por su aporte de diseño gráfico a nuestras ilustraciones.

A nuestros amigos, por ser esas personas que siempre estuvieron ahí brindándonos una voz de aliento.

A la UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER por albergarnos en su regazo durante este tiempo e impulsarnos a ser profesionales idóneos.

## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	18
OBJETIVOS .....	20
1. DEFINICIÓN DE ANCLAJES EN EL TERRENO.....	21
1.1. Generalidades.....	21
1.2. Zonas de un Anclaje .....	21
1.3. Tipología de los Anclajes .....	22
1.3.1. Tipos de Anclajes Según su Vida Útil.....	23
1.3.2. Tipos de Anclajes según su forma de trabajo.....	23
1.3.3. Tipos de Anclajes según su mecanismo de sostenimiento.....	24
1.3.4. Tipos de anclajes según su calidad o tipo de material .....	24
1.3.5. Tipos de anclajes según la longitud libre de la barra .....	25
1.4. Nivel de Protección Anticorrosiva.....	26
1.5. Materiales de los componentes de los anclajes .....	27
1.5.1. Aceros .....	27
1.5.2. Plásticos .....	30
1.5.3. Lechada Cementicia .....	31
2. PRINCIPIOS BÁSICOS DE DISEÑO DE ANCLAJES .....	32
2.1. Evaluación de las presiones de tierra.....	32
2.1.1. Antecedentes .....	32
2.1.2. Diagramas de presión aparente para arenas .....	34
2.1.3. Diagramas de presión aparente para arcillas duras fisuradas .....	36
2.1.4. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medias .....	38

2.1.5. Cálculo de las cargas en el anclaje a partir de los diagramas de empujes aparentes .....	39
2.1.6. Diagramas de presión para suelos estratificados .....	42
2.1.7. Método de análisis de la cuña deslizante .....	43
2.1.8. Análisis utilizando programas con la teoría del equilibrio límite .....	45
2.2. Selección de los parámetros de resistencia al corte del suelo para el diseño de anclajes .....	46
2.2.1. Resistencia al corte de los suelos granulares .....	46
2.2.2. Resistencia al corte de arcillas normalmente consolidadas no drenadas ....	47
2.3. Tipos de suelo donde pueden colocarse bulbos de anclaje .....	48
2.3.1. En Rocas .....	48
2.3.2. En Suelos Granulares .....	48
2.3.3. En Suelos Arcillosos .....	49
2.4. Comprobación de la seguridad global de la estructura anclada .....	49
2.4.1. Método de los estados límites .....	51
2.4.2. Modelo simplificado .....	52
2.4.3. Modelación completa de la estructura: interacción suelo-estructura .....	53
3. DISEÑO DE ANCLAJES .....	56
3.1. Fuerzas actuantes .....	57
3.2. Localización .....	58
3.3. Espaciamiento .....	59
3.4. Angulo de Inclinación .....	60
3.5. Longitud Libre .....	62
3.6. Diámetro de la Perforación .....	62
3.7. Bulbo de Anclaje .....	62

3.7.1. Clasificación de los bulbos .....	63
4. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	66
4.1. Perforación .....	67
4.2. Inyección.....	67
4.3. Tensionado .....	68
4.3.1. Carga de aseguramiento.....	68
4.3.2. Cargas de Pretensionamiento.....	69
4.4. Concreto Lanzado.....	69
4.5. Ensayos de carga .....	70
4.6. Diferencia en el proceso constructivo de anclajes en roca y en suelo .....	71
4.7. Mecanismos de Falla de los Anclajes .....	72
4.8. Ventajas del uso de anclajes.....	73
5. EJEMPLO DE APLICACIÓN: MODELAMIENTO .....	75
5.1. Aspectos de Modelación .....	75
5.2. Descripción del problema.....	76
5.2.1. Propiedades del suelo.....	76
5.2.2. Desarrollo del problema .....	77
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	84
BIBLIOGRAFÍA.....	86
ANEXOS.....	88

## LISTADO DE FIGURAS

Figura 1 - Componentes de los anclajes.....	22
Figura 2- Anclajes según su mecanismo de sostenimiento.....	25
Figura 3 - Ejemplo de protección anticorrosiva .....	27
Figura 4- Anclaje constituido por Torones o Cables (Izquierda) & Anclaje constituidos por Varilla de acero y rosca (Derecha). .....	29
Figura 5 - Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967).....	33
Figura 6 - Diagramas de presión de tierra recomendados para arenas.....	35
Figura 7 -Diagramas de presión de tierra recomendados para arcillas duras fisuradas. ....	37
Figura 8 - Diagramas de presión de tierra recomendados para arcillas blandas a medias.....	39
Figura 9 - Calculo de cargas para un muro con un solo nivel de anclajes.....	40
Figura 10 - Calculo de cargas para un muro con varios niveles de anclajes. ....	41
Figura 11 - Componente de fuerza del anclaje. ....	42
Figura 12 - Fuerzas que actúan en el macizo .....	44
Figura 13 - Análisis de la estabilidad del conjunto anclado .....	44
Figura 14 - Anclajes a diversos niveles.....	45
Figura 15 - Distribución de las fuerzas ejercidas por los anclajes sobre la superficie de falla (Zhu et al., 2005).....	46
Figura 16 - Localización de anclas.....	58
Figura 17 - Espaciamiento horizontal y vertical para anclajes .....	60
Figura 18 – Ángulo de inclinación típico de un anclaje.....	61
Figura 19 - Secuencia de construcción .....	66
Figura 20 - Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada ....	69
Figura 21 - Aplicación del concreto proyectado vía húmeda .....	70
Figura 23 - Cargas horizontales del modelo .....	80

## LISTADO DE TABLAS

Tabla 1 - Resistencia última de tendones para anclajes (KN).....	28
Tabla 2- Principales características mecánicas de los aceros (MPa) .....	30
Tabla 3 - Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado límite último.....	52
Tabla 4 - Esquema de etapas en el diseño de un anclaje.....	56
Tabla 5 - Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetro pequeño.....	64
Tabla 6 - Valores aproximados de la transferencia de carga en bulbos de anclas pretensadas de pequeño diámetro .....	65
Tabla 7 - Diferencias en el proceso constructivos de anclajes en roca y suelo .....	71
Tabla 8 - Propiedades de los suelos encontrados .....	76
Tabla 9–Resumen de propiedades de la longitud libre .....	78
Tabla 10 - Resumen de presiones aparentes .....	78
Tabla 11–Factores de Seguridad Mínimos. ....	79
Tabla 12 - Resumen de cargas horizontales.....	80
Tabla 13 - Resumen de longitudes de bulbo.....	81
Tabla 14 - Resumen de propiedades de longitud del bulbo .....	82
Tabla 15 - Resumen de cargas axiales tomadas del análisis en Plaxis.....	82

## LISTADO DE ANEXOS

ANEXO A–Micropilotes (SoilNailing).....	88
ANEXO B - Tabla de resistencia ultima al esfuerzo entre el bulbo del anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo.....	91
ANEXO C–Localización de anclajes en un deslizamiento (Johnson y Turner, 2003) .....	92
ANEXO D - Esquema de un sistema combinado de anclajes profundos (Más de 60 metros), subdrenes de penetración y control con inclinómetros.....	93
ANEXO E - Condiciones posibles de falla para muros flexibles .....	94
ANEXO F - Terreno antes de la excavación. ....	95
ANEXO G - Talud a estabilizar .....	96
ANEXO H - Aviso de falla inminente del corte. ....	97
ANEXO I - Análisis del factor de seguridad para el talud izquierdo en el programa GeoStudio 2007 Slope/w. ....	98
ANEXO J - Análisis del factor de seguridad para el talud derecho en el programa GeoStudio 2007 Slope/w. ....	99
ANEXO K - Esquema de localización de anclajes.....	100
ANEXO L - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 1.....	101
ANEXO M - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 2.....	102
ANEXO N - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 3. ....	103
ANEXO O - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 4.....	104
ANEXO P - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 5. ....	105
ANEXO Q - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 6.....	106
ANEXO R - Factor de Seguridad del talud estabilizado. ....	107

## RESUMEN

### TITULO:

ESTUDIO SOBRE EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES COMO ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES\*

### AUTORES:

FLÓREZ RUGELES, Lina Marcela  
HERNÁNDEZ JOYA, Cindy Carolina\*\*

### PALABRAS CLAVES:

ANCLAJES, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN, ESTABILIZACIÓN DE TALUDES, TIPOLOGÍAS.

### CONTENIDO:

Los fenómenos de remoción en masa son movimientos de tierra ocasionados por razones naturales o intervención del hombre en laderas, estos se han venido incrementando en nuestro país a causa de las precipitaciones, cada vez más intensas ocasionadas por el invierno. Dando como resultado afectaciones sociales y económica. Una solución eficiente en contra de estos problemas es la realización de obras de estabilización de taludes u obras de contención que permitan mitigar el impacto ocasionado por estos movimientos de tierra.

Existen diversos tipos de obras de estabilización y de estructuras de contención, como los anclajes, los cuales, a pesar de sus altos costos, constituyen uno de los métodos más eficaces en cuanto a funcionalidad. Los anclajes se definen como estructuras de contención capaces de resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y además transmitir esas fuerzas en forma segura a un suelo resistente. Esta investigación tiene como propósito profundizar acerca de los anclajes en aspectos relacionados con su tipología, diseño ingenieril, proceso constructivo y ventajas de los mismo por medio de un estudio detallado y un modelo numérico simple. Todo con el fin de conocer a fondo y aumentar la implementación de este sistema de estabilización como solución a los actuales problemas de remoción en masa.

---

\*Proyecto de Grado: Modalidad Investigación

\*\*Facultad de Ingenierías Físico - Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ing. M. Sc. Wilfredo del Toro

## ABSTRACT

### TITLE:

STUDY ABOUT DESIGN AND CONSTRUCTION OF ANCHORS AS ELEMENTS OF SLOPE STABILIZATION\*

### AUTHORS:

FLÓREZ RUGELES, Lina Marcela  
HERNÁNDEZ JOYA, Cindy Carolina\*\*

### KEY WORDS:

ANCHORAGE, DESIGN, CONSTRUCTION, CONTAINMENT STRUCTURES, SLOPE STABILIZATION, TYPE

### CONTENT:

The loss of mass in the slopes are typical landslides caused by natural reasons or human intervention, these have been occurred repetitively lately in our country because of the intense rainfall (causing by the winter), and also causing economic and social changes in Colombia. An efficient solution against these problems is implement stabilization works or containment structures in the slopes to mitigate the impact caused by these earth problems.

There are various types of stabilization works and containment structures, one of them are the anchors, which, despite its high costs are one of the most effective and functional structures of stabilization. The anchors are defined as containment structures capable of holding the external forces caused by the contained earth and transmit these forces safely to a deeper resistant soil. This research is based in a deeper study on the anchors and their type, engineering design, construction process and advantages, all of these supported by a simple numerical model and with the principal objective to know and increase the implementation of these stabilization system as a solution to current landslides problems.

---

\*Degree project: Investigation Modality

\*\*Faculty of Physical - Mechanical Engineering, Civil Engineering School, Director: Ing. M.Sc. Wilfredo Del Toro.

## INTRODUCCIÓN

Dentro de los problemas que actualmente sufre el departamento de Santander y en general Colombia en señal del invierno, se encuentran los movimientos de remoción en masa, los cuales han traído consigo un sinnúmero de afectaciones y daños para la comunidad en general, ocasionando pérdidas económicas, materiales y en algunos casos humanas. Sin embargo la estabilización de taludes y laderas de montaña pueden reducir el impacto generado por este fenómeno, convirtiéndose así en una posible solución al problema. No obstante las alternativas de estabilización todavía se encuentran en periodo de estudio, enfocadas hacia su optimización, cuyo resultado finalmente contribuirá con el mejoramiento de las obras de infraestructura y de las poblaciones perjudicadas.

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento (SUAREZ, 2003). Los Anclajes constituyen uno de los métodos más eficaces, ya que tienen variabilidad de procedimientos y posibilidades, las cuales son adaptadas a los requerimientos de soporte de diversas estructuras. Además cuentan con la ventaja de que la masa a estabilizar contribuye al sostenimiento de un determinado estado de esfuerzos. (NAVARRO, 2004).

Este trabajo de investigación comenzó con la clasificación de los anclajes dentro de varias categorías ya establecidas, siendo la más importante su clasificación respecto a su forma de trabajo. Además, se realizó una indagación de los primeros aspectos referentes al diseño de estructuras de contención, como lo son los principios básicos de la mecánica de suelos, referentes a las presiones activas y pasivas del suelo y su posterior descripción en los diagramas de presión aparente propuestos por Terzaghi y Peck. Posteriormente se establecieron aspectos a tener en cuenta en el proceso de diseño de anclajes, como la localización de anclas, el

ángulo de inclinación, el diámetro de perforación, entre otras, Por lo que se procedió a establecer los procesos constructivos de los anclajes y a establecer la diferencia de estos cuando se realizan en roca y en suelo. Finalmente se realizó una simulación y análisis de un talud vertical inestable de una excavación, a la cual como solución de estabilización se le asignó una pantalla anclada.

## OBJETIVOS

Se ha formulado como objetivo principal de la investigación lo siguiente:

- Realizar un estudio sobre el diseño y construcción de anclajes como elementos de estabilización de taludes.

Para poder cumplir con dicho objetivo general, se plantean los objetivos específicos siguientes:

- Identificar los tipos de anclajes existentes así como los parámetros para su diseño.
- Realizar una revisión bibliográfica de los métodos de análisis y diseño para cada uno de los tipos de anclajes.
- Diferenciar los procesos constructivos para los anclajes en roca y los anclajes en suelo.
- Establecer las ventajas de la utilización de anclajes en obras de estabilización.
- Analizar los resultados obtenidos a través de la realización de un ejemplo utilizando una herramienta de software.

## 1. DEFINICIÓN DE ANCLAJES EN EL TERRENO

### 1.1. Generalidades

Los anclajes son estructuras instaladas en el suelo o en roca capaces de transmitir cargas de tensión al terreno. Sus formas y variantes son muchas, por ello la importancia de una clara definición para cada uno de los proyectos en donde sean requeridos, especificando también su tipología, incluyendo el nivel de protección anticorrosivo, los niveles de seguridad, el mecanismo de sostenimiento, la vida útil, entre otras características.

Referente a la parte constructiva los anclajes consisten en una perforación de diámetro de aproximadamente 150 mm, dentro de la cual se instala un elemento (cable o barra de acero) sujeto al terreno por un extremo y por el otro apoyado en una superficie que puede ser una pantalla, solera u otro elemento. Su objetivo es sujetar al terreno mejorando la condición de estabilidad del mismo. (SABATINI et al., 1999).

### 1.2. Zonas de un Anclaje

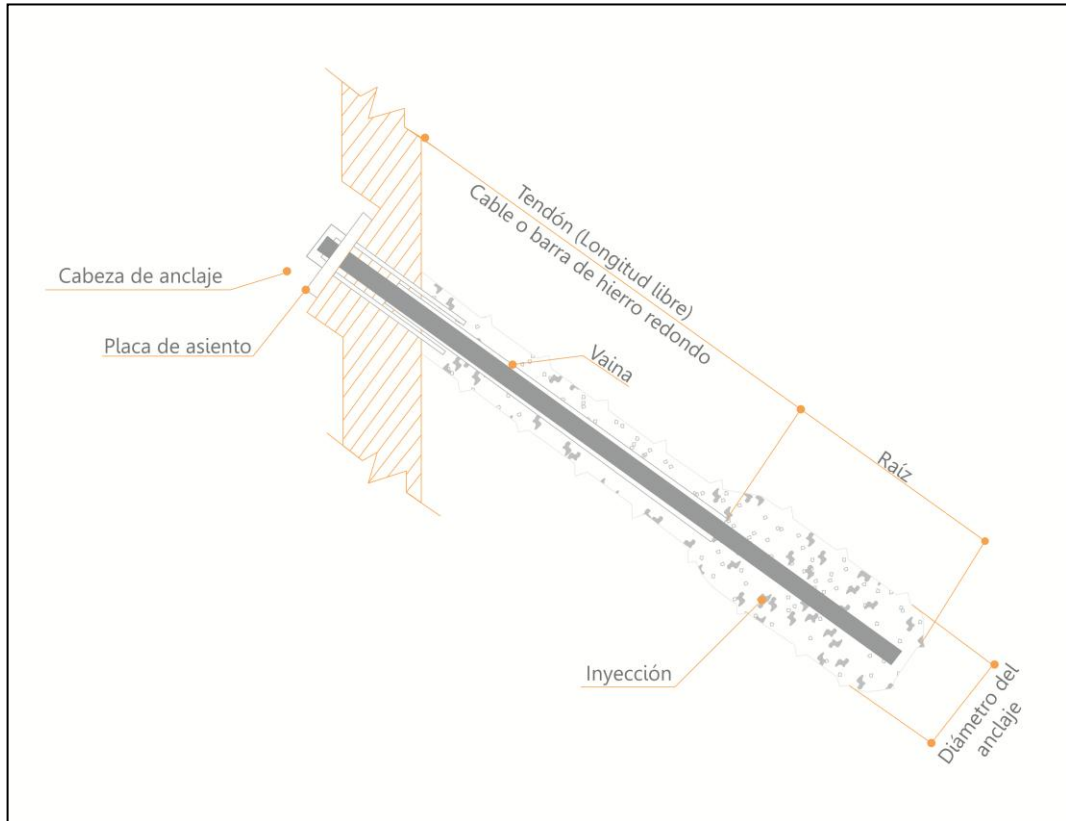
Los anclajes comúnmente están conformados por tres zonas, la zona de apoyo, la zona libre y la zona de anclaje, las cuales son descritas a continuación.

**Zona de apoyo:** Está formada por una placa de acero de apoyo en la estructura sobre la que descansa a su vez la cabeza de anclaje.

**Zona libre:** Es la parte del tirante, cables o barras, que no se adhiere al terreno y que por tanto se deforma, estirándose libremente por la fuerza de tracción.

**Zona de anclaje:** Es la zona que queda adherida al terreno, normalmente mediante una lechada cementicia. Esta es el área que se opone a la fuerza de tracción o al arrancamiento.

**Figura 1 - Componentes de los anclajes**



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

### 1.3. Tipología de los Anclajes

La tipología de los anclajes según diversos autores se centra en aspectos relacionados con la vida útil, el mecanismo de sostenimiento y la función que van ejercer estas estructuras. Sin embargo, estas tipologías pueden variar conforme a unas características, como por ejemplo las establecidas en la Guía para el diseño y ejecución de anclajes (GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES,

2003) que tienen en cuenta aspectos como el tipo de material y la longitud libre de la barra. Esas tipologías serán descritas a continuación.

### **1.3.1. Tipos de Anclajes Según su Vida Útil**

**Anclajes provisionales:** Son aquellos que tienen carácter de medio auxiliar, es decir, su uso es temporal y proporcional a las condiciones de estabilidad al talud durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que lo sustituyan. Su vida útil es generalmente menor de dos años y requieren una protección simple contra la corrosión.

**Anclajes permanentes:** Son aquellos que se instalan con carácter de medida definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los peligros de corrosión.

### **1.3.2. Tipos de Anclajes según su forma de trabajo**

**Anclajes Pre-tensionados (Activos):** Son aquellos que funcionan de manera tal que el elemento estructural (barra o cable) es pre-tensionado hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza. Estos anclajes movilizan la resistencia del terreno desde que son tensados.

**Anclajes Pasivos** *(Se activan al moverse la estructura):* Son aquellos que poseen elementos estructurales poco o nada pretensados después de su instalación. Este anclaje entra en tracción al empezar a producirse el movimiento del terreno, por lo que son usados generalmente para estabilizar taludes por erosión o para aquellos que no soportan cargas de estructuras cercanas a él. (BELTRÁN & CARVAJAL, 1996).

**Anclajes Mixtos:** Son aquellos elementos estructurales que se pretensan con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

### **1.3.3. Tipos de Anclajes según su mecanismo de sostenimiento**

**Anclajes inyectados a gravedad:** Son aquellos formados por una perforación que luego se llena con lechada cementicia por gravedad sin formarse un bulbo en la raíz. Son instalados comúnmente en roca y en depósitos de suelos cohesivos compactos a duros, utilizando perforadoras rotativas o máquinas tuneladoras. La resistencia del anclaje al arrancamiento depende de la resistencia al corte desarrollado en la interface inyección-suelo.

**Anclajes inyectados a presión:** Son aquellos más apropiados para suelos granulares gruesos y para roca débil fisurada. Aunque también pueden ser usados en suelos de granos finos sin cohesión. En los anclajes inyectados a presión la lechada se inyecta dentro de la zona de adherencia bajo presiones mayores a 3,5 kg/cm<sup>2</sup>. La perforación, usualmente, se ejecuta usando técnicas rotatorias con cañerías de encamisado.

**Anclajes post-inyectados:** Son aquellos que usan inyecciones múltiples retardadas para agrandar el cuerpo de la lechada cementicia del tipo de anclajes inyectados a gravedad. Las inyecciones se realizan con intervalos de 1 o 2 días. El post-inyectado se realiza a través de un tubo de inyección sellado instalado con el tendón. De esta manera el bulbo tiene la forma cilíndrica con fracturas. Además, las altas presiones de inyección, aseguran una buena adherencia entre el bulbo y el suelo circundante.

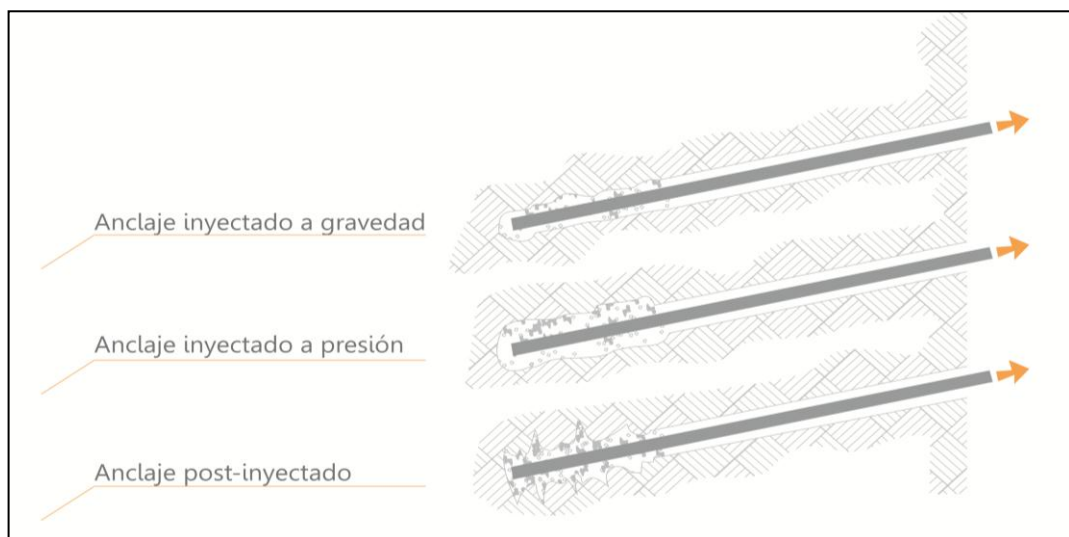
### **1.3.4. Tipos de anclajes según su calidad o tipo de material**

**Anclajes descendentes:** Se consideran así si la zona de adherencia se encuentra más baja que la zona en tensión. Es decir que la zona de bulbo se encuentra

debajo de la zona de tensión, generando un ángulo menor que  $90^\circ$  medido con respecto a la horizontal de forma horaria.

**Anclaje Ascendentes:** Se consideran así si la zona en tensión se encuentra más baja que la zona de adherencia. Es decir que la zona de bulbo se encuentra encima de la zona de tensión, generando un ángulo menor que  $90^\circ$  medido con respecto a la horizontal de forma anti-horaria.

**Figura 2-** Anclajes según su mecanismo de sostenimiento.



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

### 1.3.5. Tipos de anclajes según la longitud libre de la barra

**Anclajes de juego libre:** Son aquellos en que los tendones de acero se pueden desplazar dentro de la vaina en la zona de longitud libre en tensión de la barra.

**Anclajes Bloqueados:** Son aquellos que se mantienen móviles en longitud libre de la barra hasta después del tensado y posteriormente se fijan al terreno con mortero.

#### **1.4. Nivel de Protección Anticorrosiva**

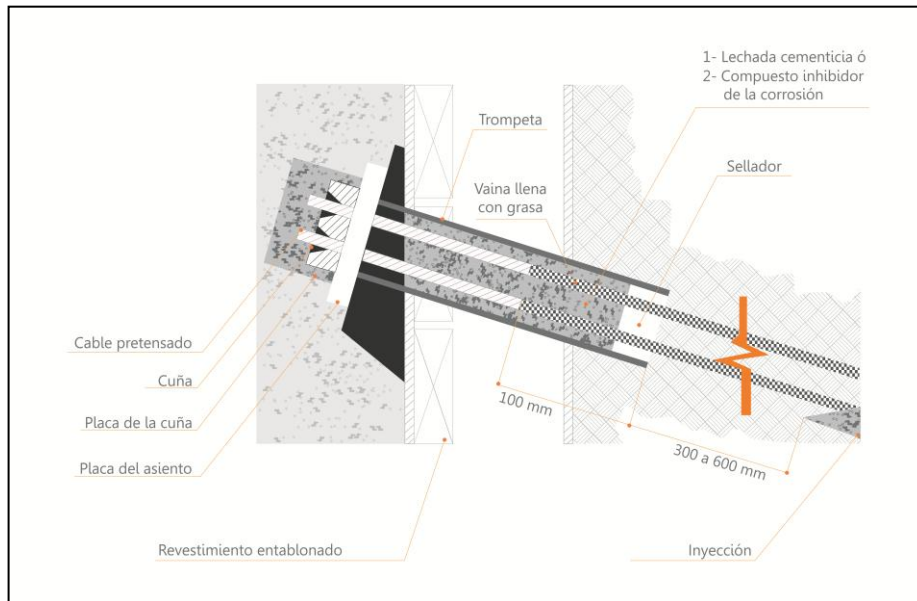
El nivel de protección anticorrosiva adecuado estará determinado por tres factores:

1. La vida útil del anclaje en el terreno (Permanente o provisional).
2. Grado de agresividad al terreno (características físico-químicas)
3. Nivel de riesgo de la obra.

Sin tener en cuenta si es un anclaje activo o pasivo, deberán tomarse las precauciones necesarias para proteger los anclajes contra la corrosión basadas en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno en cuanto a resistividad eléctrica, pH, contenido de sulfuros, sulfatos y cloruros. Finalmente se prestara particular atención a los elementos que no se encuentran dentro de la perforación y en especial la zona brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal, etc.) (NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA, 2010).

Para el caso de los anclajes temporales se hace énfasis en proteger la cabeza y la transición del anclaje hacia la zona de longitud libre, la longitud libre, la transición hacia zona de bulbo del mismo y finalmente la zona de bulbo, mientras que para los anclajes provisionales se puede prescindir de ciertos elementos de protección, sin embargo, en ciertos ámbitos agresivos, la corrosión puede ser más rápida que el tiempo del servicio del anclaje provisional. (SABATINI et al., 1999)

**Figura 3 - Ejemplo de protección anticorrosiva**



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

## 1.5. Materiales de los componentes de los anclajes

### 1.5.1. Aceros

Los elementos de refuerzo que trabajan a tensión pueden ser: cables de acero de alta resistencia o varillas de acero procesadas para alta tensión (Figura 4); las varillas corrientes no son recomendables por su comportamiento irregular cuando son sometidas a cargas altas de tracción. También es importante tener en cuenta los resultados de los ensayos de propiedades mecánicas como la carga de rotura, elongación máxima, ductilidad, relajación y módulo de elasticidad.

Cables o tendones: Son un conjunto de alambres con resistencia a tensión última de aproximadamente 1.86 MPa con diámetro entre 0.5 y 0.6 pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416. El número de alambres y de hilos depende de la carga de diseño. La ventaja de los cables es que pueden cortarse a la longitud

requerida y no requieren uniones ni soldaduras. Un cable de 0.6 pulgadas de diámetro puede soportar una carga de diseño de 150 kN (SUAREZ,2003). La resistencia última de los cables se encuentra en la Tabla 1.

Varillas de alta resistencia: Tienen resistencia última a la tensión de 1.03 MPa en diámetros variables entre 1.0 y 2.5 pulgadas de longitud y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A416. Una varilla de 1 y 3/8 de pulgada tiene una capacidad de carga máxima de 620 KN. Una carga típica de diseño para un varilla de 2.5 pulgadas es 2000 kN. Las varillas especiales se codifican mediante la norma ASTM A886. La longitud de las varillas es de 6, 9, 12, 15, y 18 metros. La principal dificultad con las varillas es la necesidad de uniones o soldadura, esta presenta con frecuencia problemas de posibilidad de rotura por defectos de colocación. La ventaja de las varillas es la facilidad para tensionarlas y para ajustarlas.

Anclas especiales: También se utilizan varillas de grado 60 o 75, anclas helicoidales y anclas metálicas especiales.

Las tensiones de trabajo de los aceros son normalmente del 60% de su límite elástico en anclajes permanentes y 75% en anclajes provisionales.

**Tabla 1** - Resistencia última de tendones para anclajes (KN).

Tipo de tendón	Diámetro nominal	Resistencia ultima	
		kN	Tn
Cable de hilo de siete alambres	1/2 (0.5) pulgadas	183	18.3
	3/5 (0.6) pulgadas	260	26
Varilla de alta resistencia	1 pulgada	566	56.6
	1 1/8 (1.375) pulgadas	1054	105.4

Fuente: (SUAREZ, 2003)

**Figura 4-** Anclaje constituido por Torones o Cables (Izquierda) & Anclaje constituidos por Varilla de acero y rosca (Derecha).



Fuente: (BELTRÁN& CARVAJAL, 1996)

La Cabeza del Anclaje: Componente que permite tensionar el tirante hasta la carga de prueba o carga inicial. Así mismo debe ser capaz de absorber el 100% de la tracción correspondiente al límite de rotura. Podrán admitirse desviaciones angulares respecto a su dirección normal hasta de  $3^\circ$ , además de dispondrán los elementos necesarios para transmitir la carga del tirante a la estructura. (RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE ANCLAJES AL TERRENO, 2005).

La Zona de Bulbo: Los tirantes en la zona de bulbo pueden ser barras corrugadas o cables. En casos excepcionales se han usado aceros lisos que son ayudados con dispositivos especiales. Se deben colocar centradores los cuales garantizaran la forma correcta de colocación de elementos contra la corrosión.

### 1.5.2. Plásticos

Generalmente se usan materiales plásticos como componentes de los anclajes al terreno, por ejemplo las vainas de protección de los cordones o barras, los tubos de inyección, centradores del tendón y separadores entre cordones. Las vainas y tubos lisos o corrugados, deberán fabricarse en polipropileno o polietileno de alta densidad y no podrán ser de PVC salvo que se certifique que estos no liberan cloruros y que tienen una resistencia aceptable al envejecimiento.

Los tubos de inyección deberán tener diámetros superiores a 16 mm, con el fin de facilitar el flujo de la lechada. Sus paredes deben tener un espesor suficiente para evitar las estrangulaciones por doblado y resistir las presiones de inyección.

**Tabla 2-** Principales características mecánicas de los aceros (MPa)

Elemento	Espesor mínimo
<b>Vainas corrugada de protección exterior del tendón</b>	
Con diámetro hasta 80 mm	1 mm
Con diámetro interior entre 80 y 120 mm	1,5 mm
Con diámetro interior mayor de 120 mm	2 mm
Vainas lisas de protección exterior del tendón	2,5 mm
<b>Tubos lisos de inyección</b>	
Para presiones de inyección de hasta 10 atm	2 mm
Para presiones de inyección de hasta 16 atm	2,3 mm

Fuente: (BELTRÁN & CARVAJAL, 1996)

Todos los materiales plásticos deberán tener las características de resistencia necesarias para soportar los esfuerzos que se introduzcan en el transporte, instalación, tensado e inyección del anclaje.

### **1.5.3. Lechada Cementicia**

La Lechada Cementicia es empleada para la formación del bulbo, esta es un compuesto conformado por agua, cemento y en algunas ocasiones aditivos. El cemento usado normalmente es Portland de uso ordinario (Tipo I) de  $f'c=21$  MPa., además debe cumplir los requisitos de la norma ASTM C150. Por su parte el agua utilizada deberá estar limpia y libre algún rastro de cloruros, aceites, ácidos, sales, materiales orgánicos y demás sustancias que puedan ser dañinas para la mezcla cementicia o para el anclaje.

Generalmente se dosifican en una relación agua/cemento ( $a/c$ ) entre 0,4 y 0,6. Y si se usan aditivos se puede aumentar la manejabilidad de la lechada para así reducir el agua libre y la retracción, acelerando el proceso de fraguado. (SUAREZ, 2003). La resistencia de la mezcla a los siete días no debe ser menor a 18MPa. La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse utilizando una mezcladora para obtener una consistencia uniforme en un tiempo menor de cinco minutos, después del mezclado ésta debe ser continuamente agitada.

## **2. PRINCIPIOS BÁSICOS DE DISEÑO DE ANCLAJES**

### **2.1. Evaluación de las presiones de tierra**

La distribución de las presiones de tierra que se desarrolla en una pared anclada depende de la magnitud y la distribución de las deformaciones sobre esta. Existen algunos sistemas de muros relativamente flexibles, como los muros en voladizo, los cuales pueden estar sometidos a deformaciones laterales suficientemente importantes como para que induzcan presiones activas en toda la pared, donde se pueden utilizar métodos de análisis como el de Coulomb o el de presiones activas de Rankine.

En los sistemas de pared anclados construidos de la forma “top-down”, lo que traduce empezar de arriba hacia abajo, el patrón de deformaciones es mucho más complejo, y ya no es coherente con las presiones de tierra obtenidas de los métodos de Coulomb y Rankine.

Existen varios aspectos que influyen en el patrón de deformación tales como: la resistencia al corte del suelo, la rigidez de la pared, el grado de inclinación del anclaje y la separación vertical de estos; por ejemplo, las presiones más altas se desarrollan en la ubicación del anclaje superior, ya que este restringe los movimientos de la pared hacia afuera.

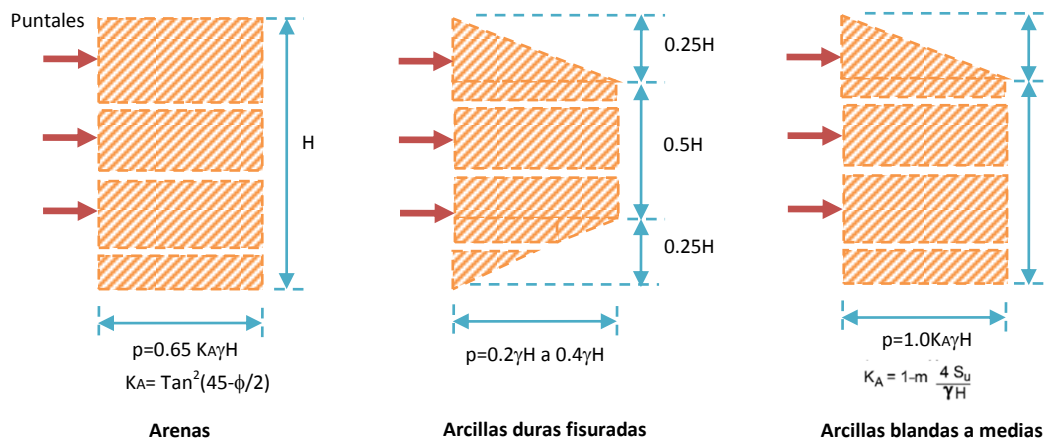
#### **2.1.1. Antecedentes**

Los primeros diagramas de presiones se atribuyen originalmente a Terzaghi y Peck (1967) y Peck (1969), donde se utilizaron para proporcionar cargas al diseño de los puntales de excavaciones. Estos diagramas se desarrollaron para tres perfiles homogéneos: arenas drenadas, arcillas duras fisuradas no drenadas y arcillas blandas a medias no drenadas.

En los diagramas de Terzaghi y Peck (TERZAGHI& PECK, 1967) la máxima presión se denomina  $p$  y se basan en las siguientes premisas:

- Los diagramas de presiones fueron desarrollados para taludes verticales.
- Se supone que para arenas el nivel freático está por debajo de la base de la excavación, y para arcillas su posición no es importante. La carga debida a la presión de agua no fue considerada en estos análisis.
- Se asume una masa totalmente homogénea y que el comportamiento del suelo durante el corte es drenante para arenas y no drenante para arcillas, es decir, se consideran solo cargas a corto plazo.
- Los diagramas de carga solo se aplican a la porción del muro expuesta y no a aquella que esta embebida en el terreno debajo del fondo de excavación.

**Figura 5 - Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (TERZAGHI& PECK, 1967).**



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

Desde 1969, se han introducido dos cambios importantes en los diagramas de presión.

- Henkel (HENKEL, 1971) modificó la ecuación para calcular la máxima presión de tierra en las arcillas blandas a medias no drenadas. Henkel asume un mecanismo de falla consistente con los movimientos profundos de estas arcillas en excavaciones, lo que produjo que el método de Henkel pudiera predecir de una forma más eficiente el coeficiente de empuje activo.
- La FHWA-RD-97-130 (FHWA: Federal Highway Administration – U.S. Department of Transportation) introdujo una variación en la distribución de presiones para arcillas fisuradas no drenadas. Las presiones de tierra para muros anclados están muy influenciadas por el procedimiento de tensado y bloqueo de cada anclaje, ya que la presión se concentra en la ubicación del anclaje, lo que hace que sea fundamental saber la ubicación del anclaje superior y el anclaje inferior.

La FHWA-IF-99-015 (FHWA, 1999) recomienda utilizar los diagramas de presiones modificados en base a los diagramas propuestos por Terzaghi y Peck (1967), estos diagramas tienen forma trapezoidal lo que hace que se asemejen mucho más a las condiciones reales *in situ*, comparados con los primeros diagramas que eran de forma horizontal. Para una adecuada evaluación de presiones se requiere adicionar la presión de agua y la fuerza sísmica (SABATINI et al., 1999).

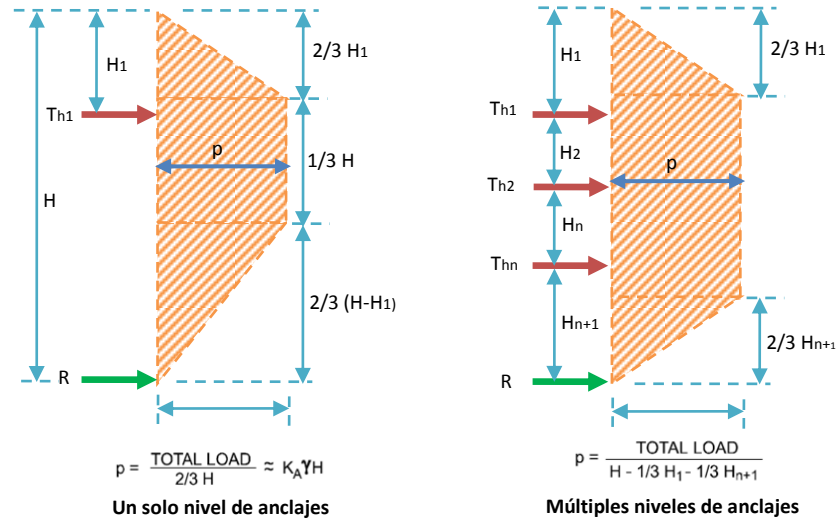
### **2.1.2. Diagramas de presión aparente para arenas**

El coeficiente de empuje activo  $K_a$  para arenas está dado por:

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

Donde  $\phi$  es el ángulo de fricción de la arena.

**Figura 6 - Diagramas de presión de tierra recomendados para arenas.**



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

Dónde:

$H_1$  : Es la distancia de la superficie superior al terreno anclado

$H_{n+1}$ : Es la distancia desde la base de la excavación inferior al terreno anclado

$T_{hi}$ : Carga horizontal en el terreno anclado  $i$

R Fuerza de reacción que debe ser resistida por el subsuelo (Ej.: debajo de la base de excavación)

$p$ : Máxima ordenada del diagrama

$$\text{Carga total} = 0.65 K_a \gamma H^2 \left[ \frac{KN}{m^2} \right]$$

Este diagrama de presiones en arenas es válido tanto para corto plazo (temporal), como para largo plazo (permanente).

### 2.1.3. Diagramas de presión aparente para arcillas duras fisuradas

Para arcillas, la presión de tierra está relacionada con el número de estabilidad  $N_s$ , este número se define como:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_U}$$

Dónde:

$\gamma$ : Es el peso unitario del suelo [kN/m<sup>3</sup>]

$S_U$ : Es la resistencia promedio al corte sin drenaje de la arcilla

$H$ : Es la profundidad de la excavación

Valores bajos de  $N_s$ , indican la presencia de arcillas fisuradas y valores altos indican la presencia de arcillas blandas a medias.

El diseño de diagramas de presiones para arcillas duras fisuradas son basados en experiencias previas de excavaciones construidas en este mismo tipo de suelo. Las presiones de tierra de este tipo de suelos son influenciadas por el grado de figuración o de unión de la arcilla y una potencial reducción de resistencia con el tiempo.

Para Terzaghi y Peck (1967) la máxima ordenada de los diagramas de presión de tierras  $p$ , para este tipo de arcilla se encuentra en un rango de  $0.2 \gamma H$  a  $0.4 \gamma H$ , y la carga máxima estaría en el rango de  $0.15 \gamma H^2$  a  $0.30 \gamma H^2$ . Debido a que la base del desarrollo de estos diagramas son las experiencias en excavación; existen otros autores que han variado estos rangos de cargas totales, pero para nuestro caso tomaremos las aproximaciones establecidas por Terzaghi y Peck (1967) y las modificaciones que acepte la FHWA-IF-99-015 (FHWA, 1999).

Dónde:

$H_1$  : Es la distancia de la superficie superior al terreno anclado

$H_{n+1}$ : Es la distancia desde la base de la excavación inferior al terreno anclado

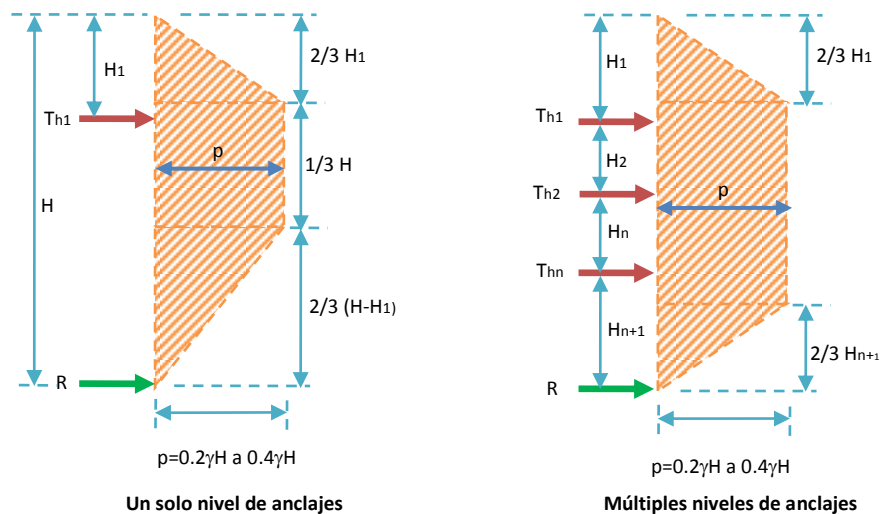
$T_{hi}$ : Carga horizontal en el terreno anclado  $i$

$R$ : Fuerza de reacción que debe ser resistida por el subsuelo (Ej.: debajo de la base de excavación)

$p$ : Máxima ordenada del diagrama

$$Carga\ total = 3H^2 - 6H^2 \left[ \frac{KN}{m} \right] \text{ por metros de pared}$$

**Figura 7** -Diagramas de presión de tierra recomendados para arcillas duras fisuradas.



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967) concibieron los diagramas para condiciones temporales de carga, aunque se han usado para el diseño de paredes ancladas de tipo permanente. Sin embargo, existen ciertas dificultades como que la excavación induce presiones negativas de poros en exceso que hacen que el suelo posea una mayor resistencia al esfuerzo cortante que la que estará disponible en el largo plazo.

Además, el suelo detrás y delante de la pared (suelo base de la excavación) sufre una descarga, lo que hace que este se empiece a debilitar con el tiempo. El desarrollo de grietas de tensión en la superficie y la posible presencia de capas de arena, limo, grietas y fisuras sirven para aumentar la velocidad a la que el ablandamiento del suelo se puede producir. Sobre esta base las presiones de tierra para sistemas permanentes pueden ser ligeramente mayores que las calculadas sobre sistemas temporales.

#### **2.1.4. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medias**

Se consideran arcillas blandas a medias aquellas en las que el número de estabilidad  $N_s > 4$ . Los muros anclados y permanentes pueden ser construidos en este tipo de arcillas solo si existe una capa de suelo competente para la zona de unión del anclaje, y esta capa se encuentra dentro de una profundidad de excavación razonable, aunque en realidad se construyen muy poco.

Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967) diseñaron un diagrama de presiones de tierra para este tipo de arcillas, este diagrama se ha utilizado para evaluar las presiones en el diseño de muros anclados temporales.

El coeficiente de empuje activo  $K_a$  para arcillas blandas a medias está dado por:

$$K_a = 1 - m \frac{4 S_u}{\gamma H}$$

Dónde:

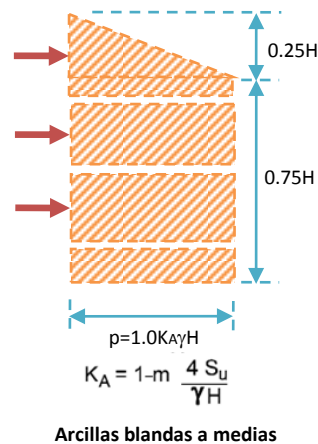
$\gamma$ : Es el peso unitario del suelo [kN/m<sup>3</sup>]

$S_u$ : Es la resistencia promedio al corte sin drenaje de la arcilla

H: Es la profundidad de la excavación

$m$ : Es un factor empírico que representa los posibles efectos de inestabilidad en la base. Cuando la excavación esta sobre arcilla blanda y el número de estabilidad es  $> 6$ ,  $m = 0.4$ , de lo contrario se toma como  $m = 1.0$

**Figura 8** - Diagramas de presión de tierra recomendados para arcillas blandas a medias.

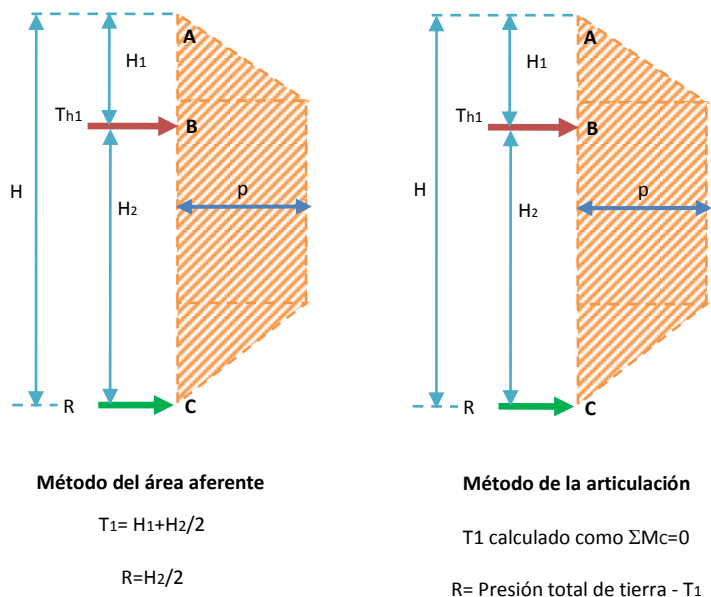


Fuente: (SABATINI et al., 1999)

### 2.1.5. Calculo de las cargas en el anclaje a partir de los diagramas de empujes aparentes

Las cargas en los anclajes para el diseño de muros anclados pueden estimarse a partir de los diagramas de presión aparentes propuestos por Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967), utilizando dos métodos: *el método del área aferente* y *el método de la articulación* (SABATINI et al., 1999). Estos métodos han sido desarrollados para hacer cálculos manuales en sistemas estáticamente indeterminados. Los dos métodos han dado resultados bastantes aproximados en las estimaciones de las cargas de los anclajes y los momentos flectores en el muro anclado.

**Figura 9** - Calculo de cargas para un muro con un solo nivel de anclajes.



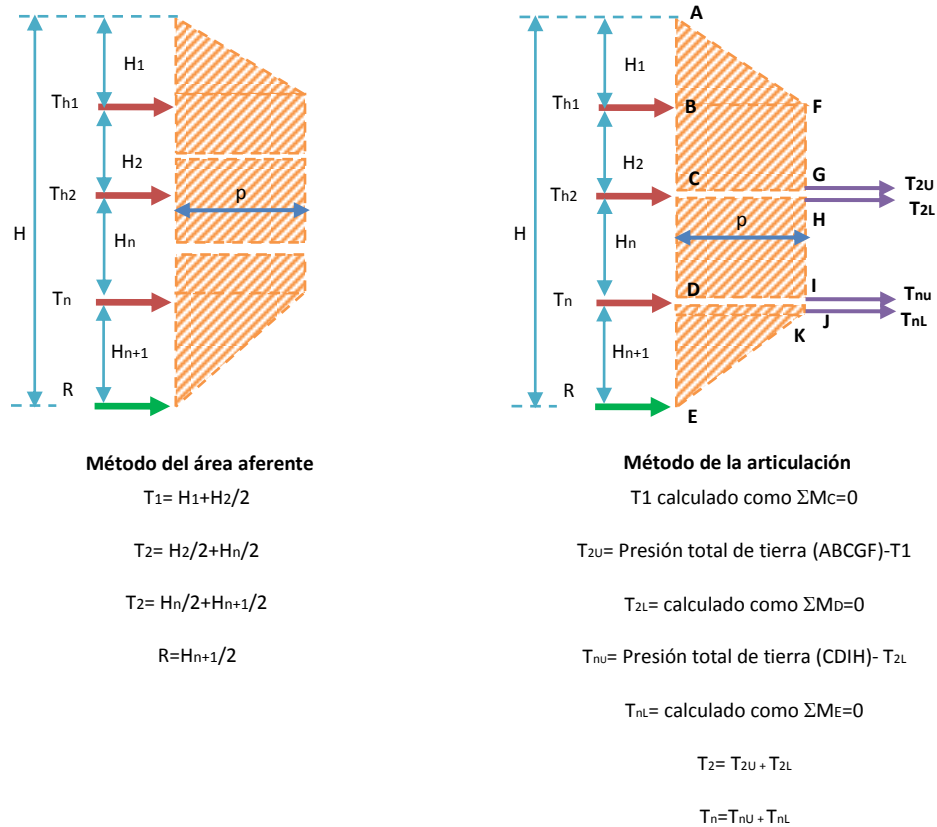
Fuente: (SABATINI et al., 1999)

Ambos métodos suponen que se desarrolla una articulación en la base de la excavación (donde el momento flector es nulo) y que esta base actúa como un codal de soporte, esta última suposición es razonable para muros que se encuentran sobre un suelo competente y en los que el momento máximo que gobierna el diseño del muro ocurre en la porción expuesta de este, es decir, sobre la base de la excavación.

En muros construidos en materiales competentes, se supone que la fuerza de reacción **R**, está soportada por la resistencia pasiva del suelo debajo de la base de la excavación. Por ende, el muro debe estar lo suficientemente embebido para que la misma se desarrolle. En este caso, el anclaje inferior toma solo el área tributaria del diagrama de empujes aparentes, desde la base de la excavación hasta la mitad de la altura entre la base y su propia ubicación. Para muros que penetran en materiales débiles no habrá suficiente capacidad de desarrollo de la resistencia pasiva disponible debajo de la excavación para soportar la reacción,

independientemente de la profundidad de penetración del muro. Para este caso el anclaje inferior debe diseñarse para soportar carga de su área tributaria, arriba mencionada, más la carga de la reacción (SABATINI et al., 1999).

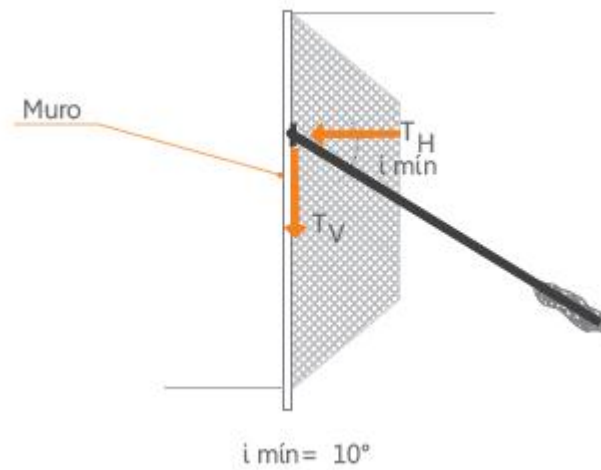
**Figura 10 -** Calculo de cargas para un muro con varios niveles de anclajes.



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

Los valores de carga calculados con el método del área aferente y el método de la articulación (Figuras 9. Y 10.), constituyen la componente horizontal de la carga del anclaje por unidad de ancho de muro  $T_{hi}$ . Como estos no se instalan en forma horizontal sino de forma inclinada aparece una componente en dirección vertical y en sentido hacia abajo que tiene que ser contrarrestada por la fricción y la adherencia entre el suelo y la estructura, y se denomina como  $T_v$ .

**Figura 11 - Componente de fuerza del anclaje.**



La carga total del anclaje,  $T_h$ , se calcula como:

$$T_h = T_{hi} \times s$$

Dónde:

$s$ : Es la separación horizontal entre anclajes adyacentes

La carga  $T$  del anclaje que se utiliza para el diseño de la zona de adherencia del anclaje (es decir, la carga de diseño) se calcula como:

$$T = \frac{T_h}{\cos \theta}$$

Dónde:

$\theta$ : Es el ángulo de inclinación del anclaje bajo la horizontal.

La componente vertical de la carga total se calcula como:

$$T_v = T \times \sin \theta$$

### **2.1.6. Diagramas de presión para suelos estratificados**

Los diagramas de empujes aparentes de Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967) fueron desarrollados originalmente para suelos homogéneos, así que resulta

bastante difícil adaptarlo a suelos estratificados. Para esto se debe utilizar un método basado en la redistribución de los empujes activos calculados. Para suelos con estratificaciones complicadas, superficies del terreno irregulares, o sobrecargas difíciles, el empuje puede evaluarse usando el *análisis de estabilidad de una cuña o método de análisis de la cuña deslizante*.

En estratificaciones donde se presenten sobrecargas irregulares o superficies de terrenos irregulares, o las superficies posibles de falla están a mucha profundidad, pueden utilizarse para la evaluación del empuje, los métodos de equilibrio límite (SABATINI et al., 1999).

### **2.1.7. Método de análisis de la cuña deslizante**

El diseño se verifica analizando la estabilidad del bloque de suelo que constituye el macizo del anclaje. La solución de estabilidad se realiza mediante un polígono de fuerzas o de forma más precisa con una sumatoria de fuerzas. Se debe cumplir la siguiente condición:

$$T_s * F_s > T_M$$

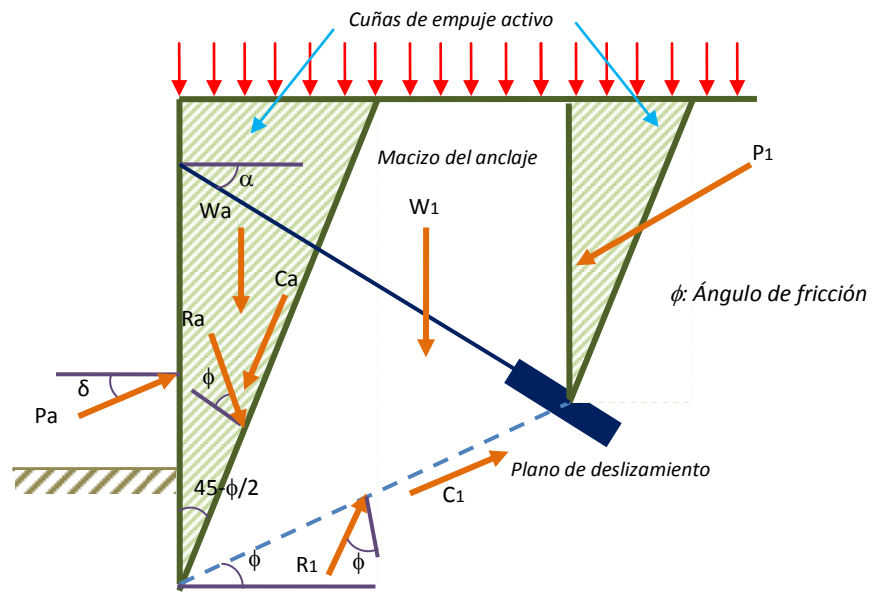
Donde:

$T_s$ : Fuerza calculada para garantizar el equilibrio

$T_M$ : Tracción límite admisible

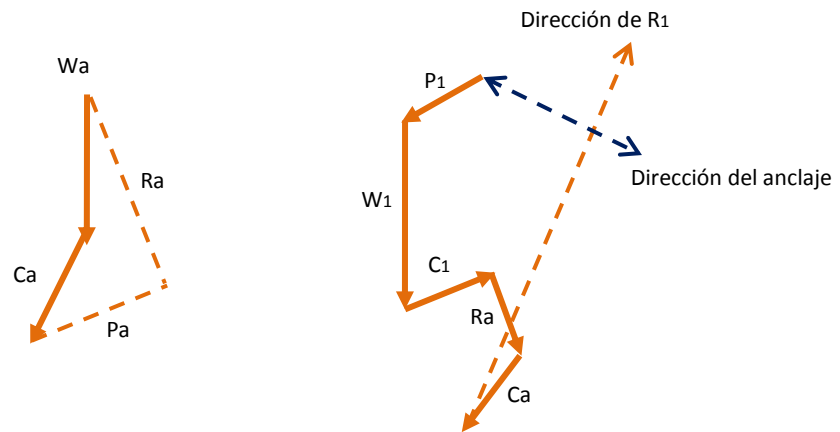
Cuando esta expresión no se cumple, el cuerpo del anclaje debe inclinarse o alargarse.

**Figura 12 - Fuerzas que actúan en el macizo**



Fuente: (CORNEJO & DUARTE, 1984)

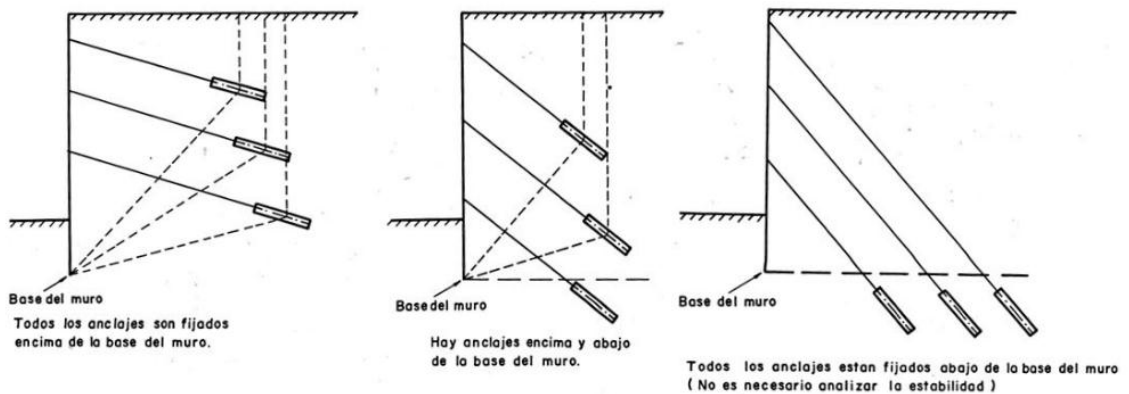
**Figura 13 - Análisis de la estabilidad del conjunto anclado**



Fuente: (CORNEJO & DUARTE, 1984)

En caso de que haya anclajes a un solo nivel, la estabilidad del macizo del anclaje se analiza tomando una superficie potencial de falla. Esta superficie va desde la base del muro hasta el punto medio de la longitud efectiva del anclaje. Si los anclajes se sitúan por debajo de la base del muro, se elimina este tipo de estabilidad (SUAREZ, 2003).

**Figura 14 - Anclajes a diversos niveles**



Fuente: (CORNEJO& DUARTE, 1984)

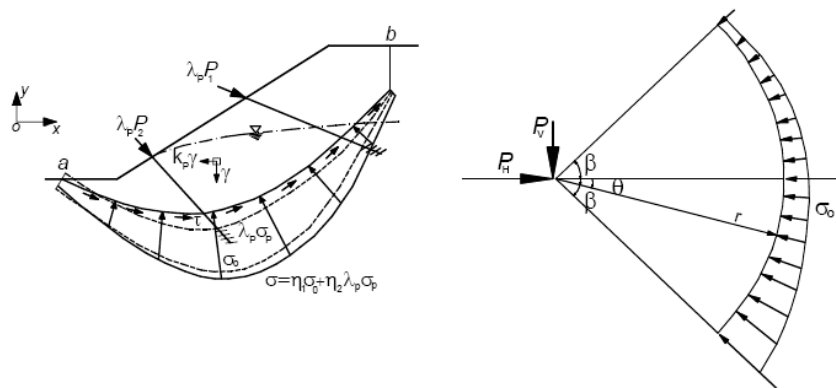
### 2.1.8. Análisis utilizando programas con la teoría del equilibrio limite

Los métodos de equilibrio limite son actualmente los más utilizados por su facilidad de ejecución. En los métodos de equilibrio limite, las fuerzas que inducen el deslizamiento tienden a equilibrarse con las fuerzas resistentes. Para evaluar la estabilidad frente al deslizamiento. Se define el factor de seguridad F.S., como aquel que reduce la resistencia a cortante del terreno en una superficie de deslizamiento predeterminada, hasta un valor tal que el talud este en equilibrio limite, de esta manera, las anclas se simularan como una serie de fuerzas vectoriales concentradas sobre las dovelas (SUAREZ, 2003).

Aunque existen varios métodos para evaluar la estabilidad, es necesario suponer las localizaciones y las magnitudes de las fuerzas concentradas y se calcula el factor de seguridad F.S., sin embargo, no existe una metodología mundialmente

aceptada de como se deben colocar las fuerzas para su analisis y cada paquete de software utiliza su propio metodo, asi que es de vital importancia conocer los metodos de calculo que utiliza el programa y a forma como se reparten las cargas sobre la superficie de falla o si se concentran sobre esta. Segun Zhu y otros (ZHU et al., 2005) las cargas se distribuyen como se muestra en la Figura 15.

**Figura 15** - Distribución de las fuerzas ejercidas por los anclajes sobre la superficie de falla (Zhu et al., 2005).



Fuente:(SUAREZ,2003)

## 2.2. Selección de los parámetros de resistencia al corte del suelo para el diseño de anclajes

### 2.2.1. Resistencia al corte de los suelos granulares

La resistencia al corte drenado de los suelos granulares es convencionalmente representado por un ángulo de fricción interno drenado  $\phi'$ . Debido a que la toma de muestras inalteradas de los depósitos de suelos granulares es difícil, el ángulo de fricción representativo utilizado para el diseño de muros anclados se puede estimar utilizando los resultados de las pruebas de penetración *in situ*, como el SPT y el CPT.

### **2.2.2. Resistencia al corte de arcillas normalmente consolidadas no drenadas**

La inestabilidad producida por estas arcillas se desarrolla principalmente bajo condiciones de cortante-contracción, el mecanismo de deformación que tiende a movilizar la resistencia al corte por fricción, causando también que el suelo se quiera contraer bajo los esfuerzos de confinamiento existentes. Esta tendencia a contraerse durante el corte es típica en suelos arcillosos blandos a medios y normal en suelos ligeramente sobreconsolidados, pero puede no presentarse debido a la permeabilidad de estos suelos en relación a la tasa de corte, generándose presiones positivas de poros en el suelo que reducen los esfuerzos efectivos y por lo tanto, la resistencia al corte por fricción. En tales casos la resistencia al corte no drenada del suelo a corto plazo es menor que si la drenada existiese. La condición a corto plazo es fundamental para anclajes temporales construidos en suelos arcillosos normal y ligeramente sobreconsolidados.

La resistencia al esfuerzo cortante no drenado,  $S_u$ , puede determinarse mediante ensayos in situ (CPT, FVT) y métodos de ensayos de laboratorio. Normalmente  $S_u$  se evalúa mediante ensayos triaxiales de laboratorio en muestras de suelos cohesivos inalterados en su contenido de agua natural. El método preferido para evaluar la resistencia no drenada en el laboratorio es a través de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con mediciones de presión de poros. El uso de pruebas de compresión simple y triaxiales consolidadas no drenadas puede dar lugar a medidas erróneas de esfuerzos debido a la perturbación de las muestras y a la omisión de la fase de reconsolidación.

La resistencia al corte no drenada no es una característica fundamental de un suelo y se ve afectado por el modo de prueba, la velocidad de carga, el estado de tensión inicial, y otras variables. En consecuencia, la fuerza de corte no drenada medida debe ser diferente dependiendo del tipo de prueba realizada. El diseñador debe considerar que la verdadera resistencia a cortante no drenada bajo

condiciones de carga sobre el terreno va a diferir de la medida en laboratorio. Por ejemplo, para un muro anclado temporalmente en arcilla blanda a media, la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje utilizado para evaluar los empujes que actúan sobre la pared puede determinarse a partir de un ensayo de compresión triaxial. Sin embargo, es más apropiado determinar la resistencia no drenada en una prueba de extensión triaxial para la capacidad lateral del pie del muro.

La extensión del camino de carga más preciso aproxima la descarga causada por la excavación del suelo, en comparación con una trayectoria de carga a compresión; más importante, la experiencia ha demostrado que la resistencia en la zona pasiva (dentro de la excavación) puede ser menor que en la zona activa en el suelo retenido para ciertos suelos arcillosos. Alternativamente, las correlaciones pueden ser utilizados para "convertir" la resistencia no drenada medida en un ensayo de compresión triaxial convencional en la resistencia no drenada para un camino de carga diferente (GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA, 2003).

### **2.3. Tipos de suelo donde pueden colocarse bulbos de anclaje**

#### **2.3.1. En Rocas**

Todas las rocas se consideran aceptables para la colocación de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de la roca varía con su estructura, resistencia a la compresión y composición. Las resistencias de unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 69 kPa en una lutita arcillosa y tan altas como 2070 kPa en un granito sano o una roca caliza (WEATHERBY & NICHOLSON, 1982).

#### **2.3.2. En Suelos Granulares**

La mayoría de anclajes en suelos granulares también han tenido un comportamiento satisfactorio a largo plazo. Los anclajes permanentes pueden

instalarse en suelos no cohesivos con valores de penetración estándar N mayores de 10 golpes por pie.

### **2.3.3. En Suelos Arcillosos**

Los bulbos de anclaje colocados en suelos cohesivos blandos han tenido con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo. Se debe esperar comportamiento no satisfactorio de los bulbos en suelos cohesivos con resistencia a la compresión inconfiada menor de 96 kPa y resistencias remoldeadas menores de 48 kPa a causa de la fatiga.

Así mismo, no es recomendable colocar bulbos de anclaje en suelos orgánicos. Se recomienda evitar estos suelos prolongando las anclas a mayor profundidad dentro de un suelo de mejor capacidad. Igualmente no se deben colocar bulbos de anclaje en rellenos.

Para que no se presenten problemas en el bulbo se deben garantizar resistencias superiores a las indicadas en el párrafo anterior, y que tengan un índice de consistencia superior a 0.8.

## **2.4. Comprobación de la seguridad global de la estructura anclada**

Como se ha mencionado, los anclajes son elementos sometidos a tensión que requieren un diseño estructural y un diseño geotécnico, esto hace que a la hora de diseñarlos se debe tener en cuenta estas dos perspectivas y se deban realizar cálculos de cada tipo.

Uno de los aspectos más importantes para el diseño es la unificación de conceptos tales como la seguridad, ya que históricamente las condiciones de diseño estructural y las de diseño geotécnico han sido bastante diferentes, así que podemos sugerir un método de análisis que combine los dos tipos, este será el *método de los estados límites*, bastante usado en aspectos estructurales y poco

introducido en el ámbito geotécnico (GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES, 2003).

El tratamiento de seguridad más usado en la actualidad para cálculos geotécnicos postula los siguientes principios:

1. Minimizar la capacidad de carga del terreno dividiéndola por factores de seguridad que engloben las características propias del suelo y que tengan en cuenta el comportamiento de las fuerzas actuantes sobre él.
2. Los valores de cálculo de las respuestas estructurales serán calculados en función a los valores minimizados de la resistencia característica del terreno.
3. Los valores de cálculo de los efectos de las acciones actuantes se determinaran considerando los valores característicos de las acciones sin mayorar.
4. Los valores de cálculo del efecto de las acciones deben ser iguales o inferiores a los valores de cálculo de las respuestas estructurales asociadas.

La elección del adecuado coeficiente de seguridad es una tarea bastante difícil, ya que si se elige el coeficiente inadecuado se pueden originar sobredimensionamientos y problemas varios.

Sin embargo, el tratamiento de seguridad sugerido por el método de los estados límites, contempla tanto los aspectos geotécnicos como los estructurales, además de los principios ya mencionados anteriormente agregan los siguientes:

1. Minimizar la capacidad de carga del terreno dividiéndola por factores de seguridad que engloben únicamente las características propias del suelo.
2. Se deben mayorar las acciones características actuantes multiplicándolas por un factor de seguridad, el cual depende de la incertidumbre en la definición de acciones.

### **2.4.1. Método de los estados límites**

Se define como estados límites aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple con alguna de las funciones para las que fue proyectada. Se consideran tres clases de estados límite: último, de servicio y de durabilidad.

Los estados límite últimos son aquellos que si se superan pueden conducir al colapso de parte o de toda la estructura poniendo en peligro la seguridad de la comunidad. Los ejemplos de estado límite último más frecuentes son: resistencia (Plastificación, fractura y pandeo), estabilidad debida al vuelco o al deslizamiento o la rotura y fractura debida a la fatiga de los materiales.

Los estados límite de servicio son aquellas situaciones donde los criterios previos de diseño y servicio dejan de satisfacerse, pero aun no representan un peligro para la seguridad de la comunidad. Los ejemplos de estado límite de servicio más frecuentes son: Deformación, vibraciones ambientales (Causadas por viento), daño reparable debido a la fatiga de los materiales y fluencia.

El estado límite de durabilidad puede ser un subgrupo o un subestado del estado límite último o del estado límite de servicio, depende de si un fenómeno como la corrosión afecta la resistencia de la estructura o solamente su estética. Los ejemplos más frecuentes de estados límites de durabilidad son la corrosión y la estabilidad metalúrgica de los materiales.

Para el dimensionamiento de una estructura deben analizarse todos los estados límites relevantes, estos estados serán una combinación de fuerzas, una fuerza determinada y estática, una fuerza determinada pero variable y una fuerza indeterminada y variable. Para cada combinación de fuerzas se deben hallar los esfuerzos en la sección transversal de la estructura y estos deben ser menores a la capacidad de carga de la misma.

La capacidad resistente de las estructuras está determinada en gran parte por la resistencia individual de sus materiales.

**Tabla 3** - Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado límite último.

Carga	Factor de seguridad mínimo recomendado (Mayoración)
Carga muerta debida al peso del muro	1.0
Carga muerta debida al peso del suelo	1.0
Sobrecarga	1.5
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base	1.2
Resistencia al cortante drenada	1.2
Resistencia al cortante no drenada	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0
Pesos unitarios estructura (Concretos, aceros, etc.)	1.0
Resistencia de la estructura	Según norma

Fuente: (SUAREZ, 2003)

#### 2.4.2. Modelo simplificado

Para la modelación de la estructura se debe tener en cuenta la forma de la interacción suelo-estructura más completa que se pueda, sin embargo, para la realización de una simplificación se toma en cuenta el anclaje como un apoyo de la estructura, consideración suficiente en la mayoría de las simulaciones.

Las cargas nominales de los anclajes se determinaran estudiando las reacciones en los apoyos de la estructura, estas solo serán aceptadas tras comprobar la

idoneidad del sistema estructural dentro del método de los estados límites. Este cálculo se basa en dos hipótesis:

- Se conocen los movimientos de la estructura y el suelo en forma aproximada.
- Se suponen unas acciones sobre la estructura modeladas mediante empujes activos (cuando las fuerzas son opuestas al terreno), pasivos (cuando las fuerzas van en la misma dirección que el terreno) y el reposo.

El método de simplificación es bastante eficaz cuando los movimientos son pequeños o casi nulos, cuando estos no tienen mayor repercusión en la estabilidad de la estructura y cuando las presiones sobre el terreno sean predecibles. Sin embargo, en suelos con altas deformaciones lo mejor es realizar un modelo sin simplificar, ya que este terreno dará lugar a variadas situaciones en las que su resultado no se podrá prever.

#### **2.4.3. Modelación completa de la estructura: interacción suelo-estructura**

En el modelamiento se considera que los anclajes son elementos elásticos instalados con una tensión inicial y que el terreno tiene un comportamiento elasto-plástico.

La tensión de cada anclaje se obtendrá de la suma de:

- *El componente activo:* Es la tensión de tensado menos pérdidas iniciales y reológicas
- *El componente pasivo:* Es la variación de tensión originada por los movimientos de la estructura en la cabeza del anclaje, los movimientos deben ser provocados por acciones diferentes a las del tensado del anclaje y su magnitud estará en función del tipo del terreno y la rigidez de la estructura.

En general esta simulación implica la representación del terreno como un modelo no lineal que empuja la estructura con fuerzas dependientes de los movimientos que experimentan sus puntos de conexión.

Los coeficientes de empuje estarán limitados por dos valores: el coeficiente de empuje activo  $K_a$  y el coeficiente de empuje pasivo  $K_p$ .

Los métodos de cálculo que contemplan el modelamiento completo de la estructura y el terreno adyacente a esta son de gran precisión y arrojan resultados de deformaciones confiables, estos métodos suelen ser de tipo iterativo y comúnmente son realizados por software.

El anclaje se modelara como una barra rígida dependiente de la relación carga-deformación del anclaje. Dicha relación será del tipo no lineal dado que las compresiones no se consideran admisibles, sin embargo, por simplicidad consideraremos como un modelo lineal siempre que se controle que los anclajes solo serán sometidos a cargas de tracción y que el valor de las mismas no supere el límite elástico de la armadura.

Durante el proceso constructivo o posterior a su instalación pueden aparecer fenómenos tales como efectos reológicos en los materiales, efectos térmicos o fuerzas de viento que pueden afectar la tensión del anclaje, en ese caso se tendrá que evaluar la influencia de estos en la preservación del anclaje y decidir si se incluyen en el modelo o no. Los fenómenos reológicos que aparezcan en el bulbo se tomaran como despreciables y estos no tendrán ningún efecto en la adherencia terreno-bulbo.

Para comprobar que el modelo admite las simplificaciones expuestas se deberá cumplir que:

- La tensión en el anclaje nunca podrá llegar a un valor negativo.
- La tensión del anclaje nunca llegara al valor límite de plastificación de la armadura bajo ninguna combinación de cargas mayoradas.

- Las tensiones del terreno no superan los valores de los empujes activos y pasivos.

Una vez modelado el anclaje se deberá asegurar que aunque surgieran pequeños movimientos, y se incremente la tensión dentro del anclaje estos no alcanzaran su tensión de rotura.

### 3. DISEÑO DE ANCLAJES

El proceso de diseño de los componentes específicos de un anclaje está compuesto por una serie de etapas o pasos, en las cuales se deben tener en cuenta aspectos decisivos como la relación de los componentes del suelo (tipo), la selección de un tipo específico de anclaje, las conexiones (suelo, sistema de anclaje y fachada de la estructura superficial), y el tipo de fachada que se aplicara al terminar la construcción del anclaje. Además se debe asegurar que las combinaciones de componentes usados cumplen con todos los requerimientos.

La primera etapa consiste en establecer los requisitos geométricos generales, las necesidades y limitaciones del proyecto a realizar. En esta etapa se debe recopilar toda la información acerca del perfil del suelo a trabajar, estructuras existentes, servicios públicos y sistemas de drenaje de la zona, aspectos ambientales, posibles movimientos de tierra y realizar un presupuesto del coste aproximado de la obra.

Los requisitos y restricciones del proyecto son uno de los aspectos más importantes en esta etapa de “factibilidad”, ya que puede afectar detalles críticos del diseño, la construcción y el costo. Desde la segunda etapa hasta la treceava, los procedimientos se basan es aspectos meramente geotécnicos y estructurales. Un esquema de las etapas sugeridas a seguir se encuentra en la Tabla 5.

**Tabla 4 - Esquema de etapas en el diseño de un anclaje**

<b>Etapas 1</b>	Establecer los requerimientos del proyecto, geometría, cargas externas (temporales, permanentes, sísmicas), criterios de desempeño y limitaciones de construcción.
<b>Etapas 2</b>	Evaluar las condiciones del perfil geológico bajo la superficie y las características propias del talud como: relieve, extensión, parámetros de análisis, nivel freático y superficie de falla.

<b>Etapa 3</b>	Calcular la inclinación requerida del anclaje, teniendo en cuenta la ubicación de los estratos y los parámetros propios de estos.
<b>Etapa 4</b>	Establecer la localización y el espaciamiento horizontal.
<b>Etapa 5</b>	Seleccionar la longitud libre.
<b>Etapa 6</b>	Calcular la distribución total lateral de presiones de tierra.
<b>Etapa 7</b>	Evaluar el factor de seguridad del talud
<b>Etapa 8</b>	Calcular las fuerzas horizontales en el anclaje y los momentos de flexión en la pared del anclaje.
<b>Etapa 9</b>	Seleccionar el tipo de anclaje, determinar el diámetro de este y el diámetro de la perforación.
<b>Etapa 10</b>	Diseñar la longitud de los bulbos y la longitud total del anclaje.
<b>Etapa 11</b>	Diseñar la fachada de la estructura superficial y decidir la protección contra la corrosión.
<b>Etapa 12</b>	Evaluar la estabilidad global de la estructura y del sistema de anclajes
<b>Etapa 13</b>	Establecer la necesidad de obras adicionales como sistemas de drenaje.

Fuente: (Modificado SABATINI et al., 1999)

### 3.1. Fuerzas actuantes

Sobre la estructura anclada actúan dos grupos de fuerzas diferentes:

- *Las presiones de tierra:* Son las fuerzas por unidad de área que actúan directamente sobre los muros, pantallas y estructuras ancladas. Estas se pueden calcular como se presentó en el *Capítulo 2: Principios básicos de diseño de anclajes*, mediante los diagramas de presiones aparentes propuestos por Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967).
- *Las fuerzas de inestabilidad del talud:* Estas fuerzas son el resultado del desequilibrio entre las fuerzas que tratan de hacer fallar el talud al cortante (fuerzas actuantes) y las fuerzas que resisten el movimiento (fuerzas resistentes). Las anclas deben ser capaces de soportar esas fuerzas y

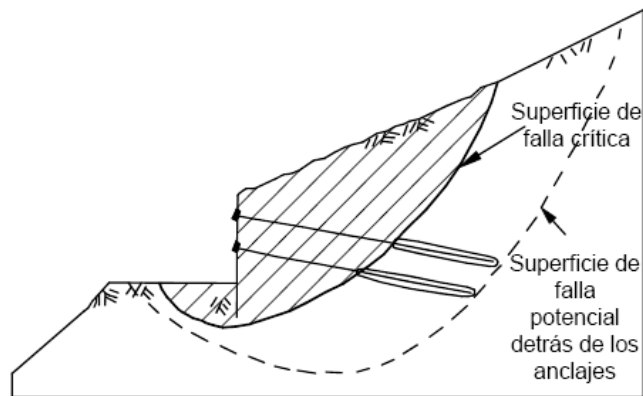
aumentar el factor de seguridad del talud. Estas fuerzas pueden calcularse mediante un análisis de estabilidad por los métodos de equilibrio límite.

### 3.2. Localización

Se debe determinar el número de anclajes a utilizar según la longitud del muro y el tipo de falla, distribuyendo de una manera uniforme en toda el área del muro.

Si la superficie de falla es poco profunda, puede ser que solo mediante una hilera se garantice la estabilidad del muro y del talud, para superficies de falla más profundas se requerirán dos o más filas para garantizar la estabilidad.

**Figura 16 - Localización de anclas**



Fuente: (SUAREZ, 2003)

Si el suelo es rígido (roca o suelo muy duro), es posible que no se requiera un muro y que el deslizamiento pueda estabilizarse utilizando elementos individuales con zapatas de apoyo.

El sistema de zapatas no es recomendable en suelos muy blandos, debido a que no se genera efecto de arco entre anclas y se pierde fácilmente el tensionamiento por deformaciones del suelo entre zapatas.

La longitud total de las anclas debe garantizar un factor de seguridad tanto en la superficie de falla crítica antes del anclaje, como en la superficie de falla potencial por detrás del sistema de anclas (WEATHERBY & NICHOLSON, 1982).

### **3.3. Espaciamiento**

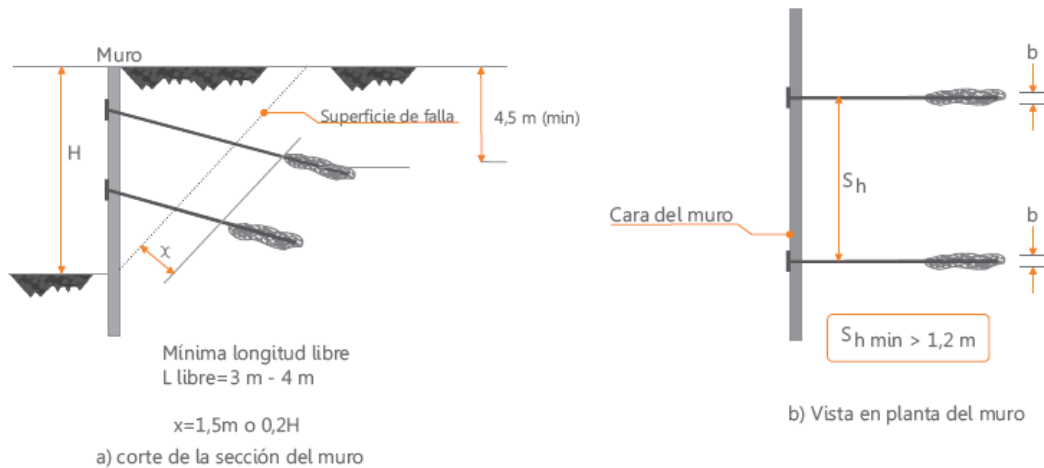
El espaciamiento horizontal y vertical variara dependiendo de los requisitos y limitaciones propias de cada proyecto. Aunque se debe tener en cuenta las siguientes observaciones:

- La necesidad de un sistema rígido, es decir, espaciamientos pequeños para controlar movimientos laterales.
- Estructuras subterráneas existentes que puedan interferir en el posicionamiento e inclinación de los anclajes.
- El tipo de elemento seleccionado para el diseño del muro.

Para los anclajes instalados sobre suelos, se debe colocar el primer anclaje a 4.5 metros a partir de la superficie del terreno y hasta el centro del anclaje, esta longitud mínima es requerida para prevenir fugas de lechada durante la instalación y además proporcionar la presión de tierra necesaria para que se el anclaje desarrolle su capacidad.

La separación horizontal mínima se muestra en la Figura 17., asegurándose que no se tendrán problemas durante las perforaciones de cada uno.

**Figura 17 - Espaciamiento horizontal y vertical para anclajes**



Fuente: (SUAREZ, 2003)

### 3.4. Ángulo de Inclinación

Uno de los aspectos más importantes a la hora del diseño de un anclaje es su ángulo de inclinación, para este se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

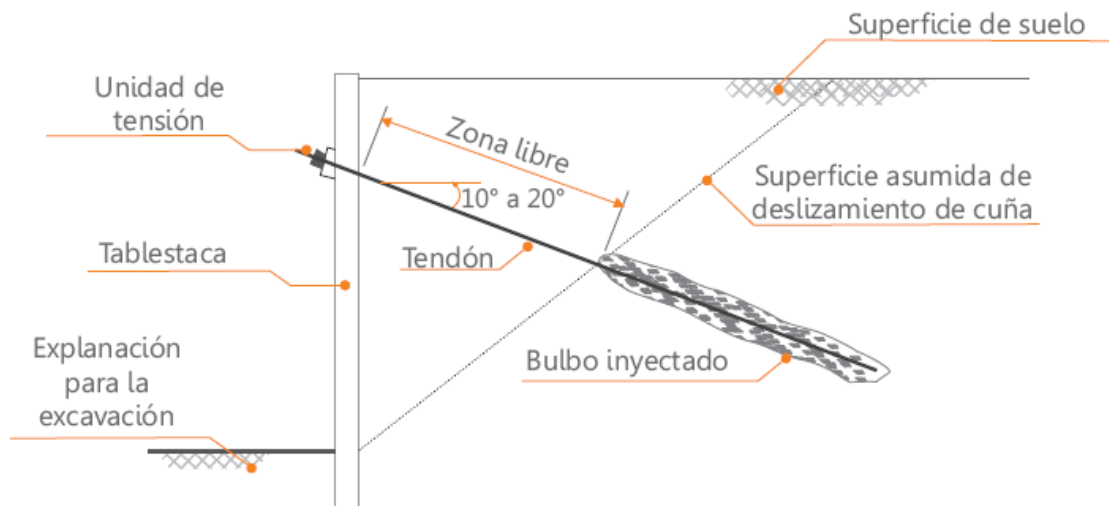
- Es deseable que por encima del bulbo del anclaje hayan como mínimo 4.5 m de sobrecarga de suelo.
- La mayoría de los anclajes se instalan a ángulos con la horizontal entre  $10^\circ$  y  $30^\circ$ . Generalmente las filas inferiores deben tener un ángulo de inclinación superior, así que se recomienda que estén entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$  con respecto a la horizontal (Figura 18).
- El ángulo de inclinación con la horizontal debe ser superior a  $10^\circ$  para que los esfuerzos generados por la tensión del anclaje se transmitan sobre la superficie de falla y en esta forma se aumente la resistencia del suelo al cortante. Si el ángulo es inferior a  $10^\circ$  se requieren técnicas especiales de inyección del bulbo durante su construcción.

- No se recomienda utilizar ángulos superiores a 45° con respecto a la horizontal, para evitar aumentos importantes en las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla.
- El ángulo con relación a la horizontal debe ser tal que no se generen sobrepresiones sobre la pantalla o fachada del muro. Por esta razón, si el muro es semi-vertical o tiene una pendiente superior a 70°, el ángulo de inclinación de las anclas con la horizontal no debe ser superior a 30° para evitar las fallas locales en el muro, cerca de la cabeza del ancla.

No obstante, se ha determinado que un ángulo de inclinación óptimo (BRAJA M. DAS, 1999) sería:

$$\text{Angulo} = 45 - \frac{\phi}{2}$$

**Figura 18** – Ángulo de inclinación típico de un anclaje



Fuente: (SUAREZ, 2003)

### 3.5. Longitud Libre

La longitud libre y la longitud del bulbo deben seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la potencial o de la real superficie de falla del talud. La longitud mínima entre el bulbo y al superficie del terreno es de de 4.5 metros para cables y 3 metros para varillas, con el objeto de evitar las pérdidas de cargas de tensionamiento debidas a la relajación y fatiga del acero, el suelo y la cabeza de los anclajes (WEATHERBY Y NICHOLSON, 1982).

Debido a requerimiento de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes totales inferiores a 9 metros. Generalmente en suelos no se utilizan longitudes de bulbo menores de 4.5 metros (SABATINI et al., 1999). En rocas se pueden utilizar longitudes de bulbo a partir de 3 metros. Generalmente, la longitud total no excede 45 m. (SUAREZ, 2003) (Anexo C).

### 3.6. Diámetro de la Perforación

La mayoría de los trabajos de anclaje se realizan con perforaciones de diámetro entre 3 y 6 pulgadas. No es recomendable utilizar perforaciones de diámetro menor a 3 pulgadas.

### 3.7. Bulbo de Anclaje

Es la longitud de varilla la cual es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente son de longitudes no menores a 3 metros. La distribución de esfuerzos a lo largo de la longitud cementada es no uniforme y la máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje, No obstante para el diseño se asume que los esfuerzos son uniformes a lo largo del perno, y puede ser calculado de la siguiente forma:

$$\tau_a = \frac{T}{\pi d_h l_b}$$

Dónde:

$T$ : Fuerza de tensión del diseño

$d_h$ : Diámetro del hueco

$a$ : Esfuerzo de cortante permitido

$l_b$ : Longitud cementada

La siguiente ecuación determina el valor de  $\tau_a$  expresado a partir de la compresión uniaxial: (LITTLEJOHN Y BRUCE, 1975)

$$\tau_a = \frac{C_u}{30}$$

### 3.7.1. Clasificación de los bulbos

Los bulbos también pueden ser clasificados según su forma de inyección según Littlejohn (LITTLEJOHN, 1990):

**Tipo A.** Son anclajes inyectados por gravedad, usados especialmente en taludes en roca sana o en suelos cohesivos duros. La resistencia está dada por la unión entre la inyección y la roca.

**Tipo B.** Son anclajes inyectados a presiones menores de 1000 [kN/m<sup>2</sup>] en donde el diámetro del bulbo se amplía cuando la lechada se infiltra en el suelo o en la roca fisurada. La resistencia está dada por la capacidad de soporte del área superior del bulbo.

**Tipo C.** Son anclajes inyectados a presiones de más de 2000 [kN/m<sup>3</sup>]. El diámetro del bulbo es mayor a causa de la fractura hidráulica del suelo. El bulbo tipo C es de los más utilizados porque genera un bulbo de mayor tamaño en los suelos.

**Tipo D.** Son aquellos que en la perforación se forman una serie de campanas, las cuales son inyectadas por gravedad.

### 3.7.2. Adherencia entre el bulbo y el suelo

La resistencia entre el bulbo y el suelo depende de las propiedades del suelo, el método de perforación, la longitud y el diámetro del bulbo y la presión de inyección.

**Tabla 5** - Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetro pequeño.

Factor	Tipo de suelo	
	Suelo Granular	Suelo Cohesivo
<b>Propiedades del suelo</b>	Angulo de fricción, tamaño y distribución de los granos	Adhesión e índice plástico
<b>Método de perforación</b>	El uso de tubería de revestimiento aumenta los esfuerzos normales y de fricción	El uso de lodos en la perforación disminuye la capacidad.
<b>Longitud del bulbo</b>	La resistencia aumenta al aumentar la longitud del bulbo hasta los 6 m, con incrementos moderados hasta los 12 m y muy poco incremento después de los 12 m	Incrementos continuos en suelos con resistencia no drenada menor a 96 kPa
<b>Diámetro del bulbo</b>	Aumenta la resistencia al aumentar el diámetro hasta 10 cm y muy poco a partir de ese diámetro	Aumenta la resistencia hasta un diámetro de 30 cm.
<b>Presión de inyección</b>	La capacidad del ancla aumenta al aumentar la presión de inyección	La capacidad del ancla aumenta solamente con inyección por etapas. Presiones iniciales muy altas deben evitarse.

Fuente: (SABATINI et al., 1999)

La resistencia a la adherencia muy pocas veces se mide en el laboratorio, además no existe un procedimiento estándar para calcularla. La mayoría de los diseños se realizan con base en experimentaciones anteriores y tablas de resistencia típica.

La carga última de transferencia entre el bulbo y el suelo puede estimarse con base en el número de golpes del ensayo de penetración estándar SPT. Tabla 8. Se recomienda un factor de seguridad mayor a 2.0.

Para obtener un poco de claridad acerca de la adherencia entre el bulbo y el suelo se realizan pruebas de carga con el objetivo de verificar en campo los valores propuestos y si es necesario realizar las respectivas modificaciones en cuanto a las longitudes o cargas aplicadas. Este tipo de ensayos son muy importantes en el principio de la etapa de construcción, para que esto de lugar a un posible redimensionamiento.

**Tabla 6** - Valores aproximados de la transferencia de carga en bulbos de anclas pretensadas de pequeño diámetro

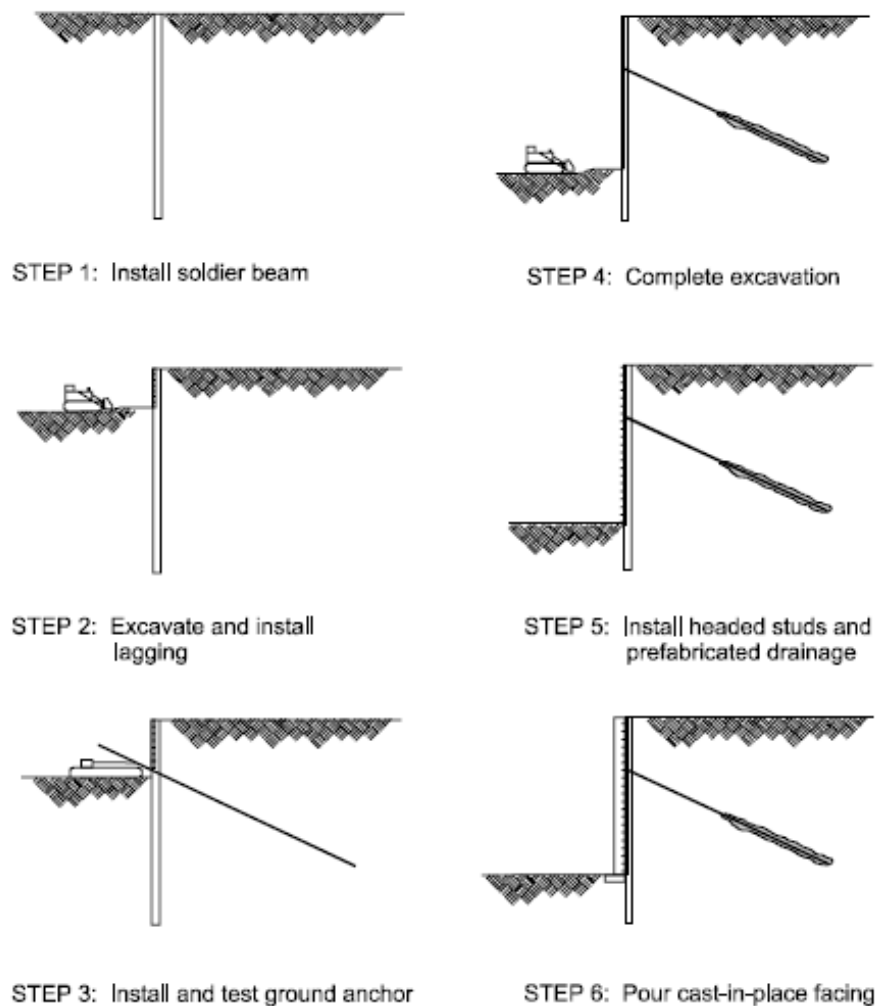
Tipo de suelo	Densidad relativa (SPT)	Transferencia estimada en kN/m
Arena y grava	Suelta	145
	Media densa	220
	Densa	290
Arena	Suelta	100
	Media densa	145
	Densa	190
Arena y limos	Suelta	70
	Media densa	100
	Densa	130
Mezcla de arena y arcilla de baja plasticidad	Dura	30
	Muy dura	60
Suelta	SPT= 4 a 15	
Media densa	SPT= 15 a 30	
Densa	SPT= más de 30	

Fuente: (SABATINI et al., 1990)

#### 4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Una vez finalizado el diseño de las anclas, la elección de los materiales a utilizar y el tipo de anclaje necesario, se procede a la construcción de este. El proceso constructivo está definido por una serie de etapas que serán descritas en el esquema de la Figura 19.

**Figura 19 -** Secuencia de construcción



Fuente: (SABATINI et al., 1990)

#### **4.1. Perforación**

Debe realizarse de tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a lo largo del bulbo. El proceso de perforación se inicia con un tubo de revestimiento de aproximadamente 20 cm de diámetro y una longitud de 3 metros. El alineamiento de la perforación debe ser preciso según lo establecido en el diseño, después de la perforación es necesario limpiar el hueco, utilizando agua a presión. El anclaje debe ser puesto tan pronto sea terminada la perforación y en ningún caso después de transcurridas 24 horas.

El diámetro del hueco de perforación será determinado por el equipo disponible, y debe ser de un tamaño tal que permita la inserción del perno sin forzarlo. La relación entre el diámetro del hueco y el diámetro del perno debe ser la siguiente:

$$0,4 \leq \frac{d_a}{d_b} \leq 0,6$$

#### **4.2. Inyección**

Generalmente el ancla es fijada usando cemento Portland y agua. La mezcla comúnmente maneja una relación agua cemento que varía de 0,4 a 0,45. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir alta resistencia. Se pueden agregar productos químicos para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse usando una mezcladora que le de consistencia uniforme en un tiempo menor de 5 minutos. Previamente al proceso de inyección la mezcla debe ser pasada por un tamiz nominal de 1.2 milímetros. El tiempo máximo permitido entre la adición del cemento a la mezcla y la inyección es de treinta minutos.

La bomba de inyección debe ser de desplazamiento positivo (pistón o tornillo). La inyección debe realizarse lo más rápido posible después de colocado el anclaje dentro de la perforación. El procedimiento de inyección debe garantizar que no quede aire o agua dentro de la zona inyectada. La inyección debe colocarse en forma lenta y permanente y debe continuar hasta la terminación del trabajo, que es el momento en el cual ha salido mezcla continua por el tubo de control, mínimo durante 1 minuto.

Además, los tendones deben separarse entre sí utilizando espaciadores para asegurar la adherencia total de cada uno de los tendones a la mezcla cementante en toda la longitud del bulbo. Adicionalmente, deben colocarse centralizadores para garantizar que existe un cubrimiento de mezcla de mínimo 10 mm.

### **4.3. Tensionado**

El equipo de tensionado debe tener capacidad para alcanzar 1.8 veces la carga de diseño y la tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

Cuando se tensiona un anclaje es necesario chequear que la carga de diseño realmente fue colocada, el procedimiento consiste en cargar secuencialmente hasta alcanzar la carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo deflexiones en la cabeza del anclaje que es tensionado. El método de tensionado es utilizando un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial.

#### **4.3.1. Carga de aseguramiento**

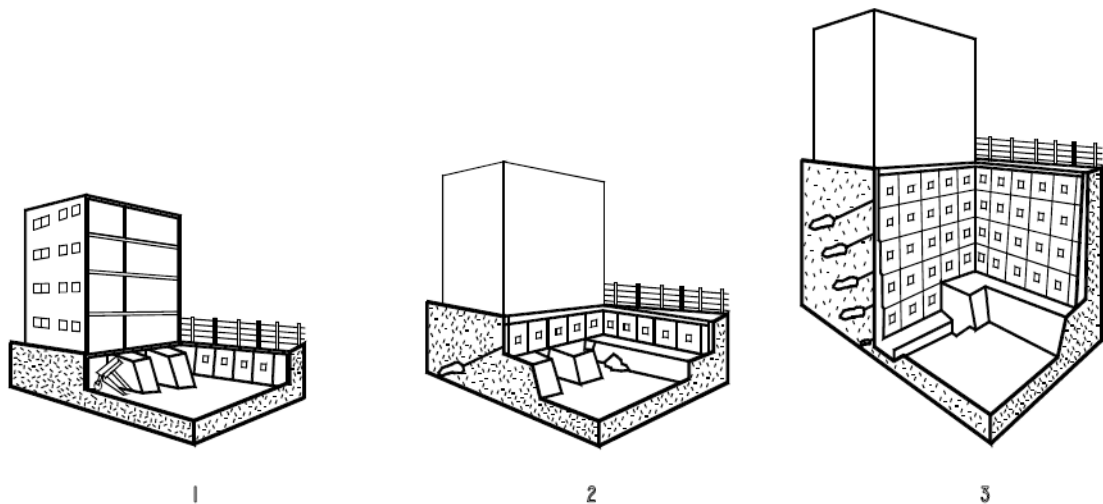
Después de ensayada el ancla, se recomienda asegurarla con una carga definitiva de 70 a 80% de la carga de diseño. Si se utilizan cargas de aseguramiento

superiores al 80% se puede producir exceso de esfuerzo sobre las anclas (WEATHERBY, 1998).

#### 4.3.2. Cargas de Pretensionamiento

Es preferible utilizar cargas pequeñas y mayor número de anclajes que cargas de gran magnitud. Sin embargo, si existe material competente para el bulbo, no hay dificultades para el manejo de cargas hasta de 1000 kilonewtons (kN). Aunque pueden utilizarse cargas mayores por ancla no es prudente depender de cargas de gran magnitud, especialmente en zonas sísmicas. Un gran porcentaje de las fallas de los anclajes corresponde a desprendimiento de los bulbos en anclas con cargas superiores a 500 kilonewtons (kN) (SUAREZ, 2003).

**Figura 20** - Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada



Fuente: (CORNEJO & DUARTE, 1984)

#### 4.4. Concreto Lanzado

El concreto lanzado rellena los espacios entre la roca produciendo una estructura de retención superficial, no obstante el concreto lanzado debe reforzarse superficialmente usando mallas electrosoldadas. Las áreas cubiertas con concreto

lanzado deben drenarse usando drenes de penetración o lloraderos a través del concreto lanzado.

**Figura 21** - Aplicación del concreto proyectado vía húmeda



Fuente: (BELTRÁN& CARVAJAL, 1996)

#### **4.5. Ensayos de carga**

Los tendones se diseñan para una carga de diseño que no debe exceder el 60% de la carga última a tensión. Es importante tener en cuenta ciertos detalles en los tendones tales como: origen (fabricante), condiciones iniciales y ensayos de propiedades mecánicas (rotura, ductilidad, módulo de elasticidad entre otros).

El tirante se ensaya pre-esforzándolo hasta alcanzar un valor de 1.5 de la carga de diseño. Se registra la magnitud y elongación del tirante. Se fija el tirante con una carga de diseño; este valor es generalmente un 10% mayor que la fuerza final en el anclaje, con el objeto de compensar pérdidas por relajación del tirante. Todas las anclas deben ensayarse para la carga de diseño sin movimientos excesivos en el proceso de colocación de la carga.

Toda ancla debe diseñarse para un factor mínimo de seguridad de 2.0 y deben ensayarse algunas anclas para una carga de 150% la de diseño.

Existen varios tipos de pruebas, pero generalmente se utiliza un gato hidráulico que tensiona el ancla en su totalidad y registra las deformaciones con un sistema calibrador. El movimiento total en la prueba de carga es la suma de la elongación elástica del tendón, el movimiento residual del ancla, el movimiento elástico del bulbo y los movimientos de fatiga del bulbo y del tendón. Si la deformación durante los primeros cinco minutos es menor de 0.76 mm, se debe esperar que el ancla funcione satisfactoriamente, en rocas, generalmente después de pasados diez minutos esta deformación aun es menor de un milímetro. Las curvas de deformación contra carga deben analizarse, e identificarse las causas de los movimientos. Igualmente, se recomienda analizar las deformaciones durante el proceso de descargue. Si se producen deformaciones importantes es un indicativo de que el bulbo no tiene la capacidad suficiente para soportar la carga.

#### 4.6. Diferencia en el proceso constructivo de anclajes en roca y en suelo

El proceso constructivo de anclajes en roca y en suelo es muy similar, teniendo en cuenta que las etapas a realizar son las mismas. Sin embargo existen aspectos que optimizan y favorecen el empleo de anclajes dependiendo si es en roca o suelo.

**Tabla 7 - Diferencias en el proceso constructivos de anclajes en roca y suelo**

	<b>Anclaje en Suelo</b>	<b>Anclaje en Roca</b>
<b>Perforación</b>	Aproximadamente 20 cm de diámetro de perforación	El diámetro será de 6,4 a 12,7 mm mayor que el anclaje (2,54- 10,20 cm).
<b>Bulbo de Anclaje</b>	Se recomienda el uso de lechada cementicia	Es más óptimo el empleo de resinas, ya que la Adherencia resina-roca es de 2 a 3 veces mayor que con lechada cementicia
<b>Tipo de Bulbo</b>	Tipo B	Tipo A
<b>Pruebas de Carga</b>	La deformación alcanzada a los 5 minutos del máx. tensionamiento deberá ser menor que 0.76 mm.	A los 10 minutos de alcanzar la carga máx. de tensionamiento, la deformación deberá ser menor a 1 mm.

<b>Longitud de anclas</b>	No menores a 4.5 metros.	A partir de 3 metros.
---------------------------	--------------------------	-----------------------

Fuente: (BELTRÁN& CARVAJAL, 1996)

#### **4.7. Mecanismos de Falla de los Anclajes**

Los anclajes son estructuras de contención que resisten las fuerzas que causan la inestabilidad del talud, existen varios mecanismos de falla, estas fallas son causadas por el exceso de carga sobre un ancla. Las cargas de exceso son relacionadas con la carga de pre tensionamiento, la fuerza del agua, fuerzas sísmicas, secuencias de excavación entre otras (SUAREZ, 2003)

- a) *Falla a tensión del tendón:*** Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% de la resistencia última del tendón.
  
- b) *Falla de la masa del suelo:*** Esta falla es debida a la capacidad de soporte del suelo superficial. Si al colocarle la carga de pretensionamiento, ésta supera la capacidad de soporte del suelo lateral, se produce un movimiento del suelo hacia arriba. Esto ocurre especialmente en las anclas más sub-superficiales. Así mismo, se recomienda que la primera hilera de anclajes de arriba hacia abajo se encuentre suficientemente profunda para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla.
  
- c) *Falla de la unión entre el bulbo y el suelo:*** Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre el bulbo y el suelo. La resistencia de esta interface depende de la presión normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo. Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra a aumentar el diámetro del bulbo o su longitud. Sin embargo, la experiencia

muestra que el efecto de aumento de resistencia no ocurre para bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros (SABATINI et al., 1999).

**d) *Falla entre el tendón y la lechada:*** El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y la lechada incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable o varilla y la lechada.

**e) *Falla de la estructura superficial:*** La estructura superficial puede fallar por punzonamiento o por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante.  
(ANEXO E)

#### **4.8. Ventajas del uso de anclajes**

Los anclajes ofrecen ventajas en cuanto a formas de trabajo puesto que no obstaculizan el área de trabajo, porque no ocupan mucho espacio durante el proceso constructivo y además no requieren de rellenos ni de soportes para fundaciones profundas.

También se pueden encontrar ventajas en lo relacionado al uso de anclas individuales, ya que permiten la estabilización de puntos específicos dentro de un macizo de roca.

Las ventajas que ofrecen los anclajes activos son que pueden aprovechar la resistencia intacta del terreno por que el movimiento de la masa produce propiedades resistentes. Por su parte los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la dilatación en las discontinuidades de la roca, es decir que la efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las rugosidades. En taludes en suelos o rocas blandas con juntas relativamente lisas los anclajes pasivos son menos efectivos.

Sin embargo, para la realización de anclajes se requiere que el material en la superficie del terreno sea competente en cuanto a que se debe evitar que ocurran asentamientos que puedan generar pérdida de tensión, además tampoco son estructuras agradables visualmente.

Las ventajas de los anclajes están relacionadas con las mejoras en la estabilidad del suelo o roca mediante dos formas:

- a) Proporcionando una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizante
- b) Aumentando las tensiones normales en la superficie de rotura potencial y por ende la resistencia al deslizamiento

## 5. EJEMPLO DE APLICACIÓN: MODELAMIENTO

En este capítulo se quiere dar una noción de la efectividad de usar anclajes como elementos estabilizadores, lo anterior en colaboración con el software PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Análisis, Versión 8.1) el cual es un paquete de elementos finitos para el modelamiento geotécnico 2D de la Universidad Técnica de Delft (Holanda), desde 1987, siendo administrada a partir de 1993 por la empresa comercial Plaxis. Es una herramienta numérica práctica para ingenieros geotécnicos, que no necesariamente sean especialistas en temas de procedimientos numéricos.

### 5.1. Aspectos de Modelación

Para modelar muros anclados se hace necesario diferenciar el sistema en dos partes: la pared del muro y el anclaje. En la modelación del muro los elementos viga se tienen en cuenta propiedades intrínsecas de materiales como la rigidez axial, la rigidez flexionante y el momento de inercia de la sección transversal del muro. Los componentes de la estructura (anclaje, muro y bulbo) son considerados isotrópicos y linealmente elásticos, por lo que es necesario definir los parámetros de elasticidad (Modulo de elasticidad  $E$  y coeficiente de poisson  $\nu$ ).

La interacción suelo-estructura siempre es un fenómeno difícil de modelar debido a la gran variedad de factores y características a modelar, si se deseara hacer un modelo bastante parecido a la realidad se convertiría en un modelo un tanto complejo, por ello se utiliza la simplificación de algunos fenómenos para así poder realizar un modelo más sencillo. (GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES, 2003)

## 5.2. Descripción del problema

El problema comprende una excavación de 6 metros, correspondientes a dos sótanos de parqueadero para un centro comercial localizado en el municipio de Floridablanca, departamento de Santander. Esta estructura contara con tres niveles y según la clasificación de la NSR-10, será una estructura de categoría media.

Al realizarse este corte en forma longitudinal, se originara un talud con ángulo recto y con altas posibilidades de inestabilidad causadas por las sobrecargas producidas por edificaciones adyacentes (generalmente de una o dos placas) y las cargas dinámicas de trafico originadas por una vía municipal cercana al sitio del proyecto.

### 5.2.1. Propiedades del suelo

Para obtener la estratificación del suelo y la línea del nivel freático, se realizaron cuatro sondeos con una profundidad mínima de 15 metros, esto motivado por los criterios generales de geología y geotecnia establecidos por la NSR-10; las características de resistencia se obtuvieron de los ensayos de corte directo

**Tabla 8** - Propiedades de los suelos encontrados

	<b>Suelo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Peso unitario KN/m3</b>	<b>Fricción (°)</b>	<b>Cohesión KN/m2</b>
0.00 a 1.00	Rellenos	Materiales sueltos	16	15	1
1.00 a 15.00	Formación geología: Deposito de flujo de Escombros	Son depósitos de piedemonte de origen aluvio torrencial. En estos depósitos predominan las arenas.	18	32	8

### **5.2.2. Desarrollo del problema**

Una vez establecidas las condiciones y limitaciones del proyecto, empezaremos a desarrollar el ejemplo tomando como base las etapas sugeridas en la Tabla 4.

#### ***Etapa 1***

Se pretende realizar la estabilización de un talud de corte de 6 metros de alto mediante el uso de una pantalla anclada de 6 metros de alto y 20 centímetros de espesor. Se tiene una carga distribuida de 1 Ton/m<sup>2</sup> correspondiente a la carga de tránsito de una vía adyacente al proyecto. Además, no se encontró ninguna restricción para la construcción de esta estructura. El talud a estabilizar trazado en el software PLAXIS 8.1. Se muestra en el Anexo G.

#### ***Etapa 2***

El talud a estabilizar cuenta con una longitud de 20 metros. Aunque, el software utilizado toma la pantalla anclada como si tuviera una extensión infinita.

El perfil del suelo tiene las características y espesores de estratos señalados en la Tabla 8., como se mencionó anteriormente estas fueron encontradas con base en los sondeos geotécnicos realizados. No se tuvieron en cuenta las condiciones del nivel freático, porque este se localiza muy por debajo del fondo de la excavación.

El talud está conformado superficialmente por suelos sueltos, seguidamente de suelos aluviales con un alto contenido de arenas.

#### ***Etapa 3***

El ángulo de inclinación del anclaje se calculó con la ecuación establecida por (BRAJA M. DAS, 1999) y dio como resultado un ángulo de 29°.

#### ***Etapa 4***

Como las condiciones existentes del suelo no son las más adecuadas debido al material suelto en la superficie y a la variabilidad de componente en el suelo aluvial subsiguiente en la estratigrafía de la zona, se decidió utilizar tres hileras de

anclajes a lado y lado de la excavación, distribuidas a lo largo de la altura de la pantalla (Anexo H). La separación horizontal (s) se determinó en 2.0 metros.

### **Etapa 5**

La longitud libre del anclaje debe estar después de la superficie de falla a una distancia mínima de  $x=0.2H$  (Figura 17.), nuestra longitud libre seleccionada fue de 5 metros para todos los anclajes.

**Tabla 9**–Resumen de propiedades de la longitud libre

Hilera	Distancia medida desde arriba	Lado izquierdo			Lado derecho				
		Longitud libre LL	Coordenadas LL		Longitud libre LL	Coordenadas LL			
				X		Y		X	Y
1	0.5	5.00	I	13.00	13.50	5.00	I	30.00	13.50
			F	8.60	11.10		F	34.40	11.10
2	3	5.00	I	13.00	11.00	5.00	I	30.00	11.00
			F	8.60	8.60		F	34.40	8.60
3	5.5	5.00	I	13.00	8.50	5.00	I	30.00	8.50
			F	8.60	6.10		F	34.40	6.10

### **Etapa 6**

Las presiones aparentes de tierras fueron calculadas en con base en los diagramas de presiones de Terzaghi y Peck (Figura 5.) y tomando el material aluvial como un suelo arenoso.

**Tabla 10** - Resumen de presiones aparentes

$\phi$	32	°
<b>Ka</b>	0.29	
$\gamma$	1.8	Tn/m3
<b>H del muro</b>	6	m
<b>Carga total</b>	12.18	Tn/m2
<b>Máxima ordenada p</b>	2.15	Tn/m2
	21.49	kN/m2

## **Etapa 7**

Para determinar el Factor de Seguridad a trabajar, es necesario considerar los criterios establecidos por la NSR.10

**Tabla 11**–Factores de Seguridad Mínimos.

<b>Condición</b>	<b>F<sub>SBM</sub> Diseño</b>	<b>F<sub>SBM</sub> Construcción</b>
Taludes – Condición estática y agua subterránea normal	1.50	1.25
Taludes – Condición seudo-estática y agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00

Fuente: (NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA, 2011)

Es posible realizar el cálculo del factor de seguridad después de la excavación por medio de un software, sin embargo el usado para la realización de este ejemplo, no arroja factores de seguridad hasta que no sea realizada la obra de estabilización, no obstante indica el error en la contención del talud, y muestra las deformaciones sufridas por el terreno, mostradas en el Anexo H. Para conocer con mayor certeza los factores de seguridad obtenidos después de la excavación se realizó la modelación por medio del software SLOPE/W en donde se pudo observar la condición de falla dada por factores menores a 1, en cada lado de los taludes verticales. Los factores se muestran en el Anexo I y J.

Además podemos determinar la profundidad crítica de excavación con la siguiente fórmula:

$$Z_{\text{crítico}} = \left(\frac{4c}{\gamma}\right) \left(\frac{\sqrt{K_a}}{K_a}\right) \rightarrow Z_{\text{crítico}} = 3.30 \text{ metros}$$

Hallando esta profundidad también se puede comprobar la inestabilidad del corte vertical.

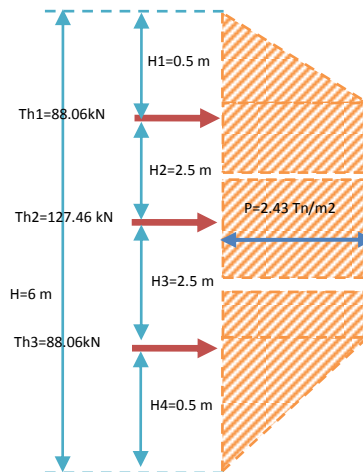
## Etapa 8

El cálculo de las cargas horizontales en el anclaje se realizó mediante el método de las áreas aferentes (Figura 10.) Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 11. Además la Figura 22 muestra el diagrama correspondiente y las cargas aplicadas.

**Tabla 12 - Resumen de cargas horizontales**

	<b>H</b>	6.00	m
	<b>h1</b>	0.50	m
	<b>h2</b>	2.50	m
	<b>h3</b>	2.50	m
	<b>h4</b>	0.50	m
	<b>s</b>	2.00	m
	<b>Carga distribuida</b>	10.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Anclaje</b>	<b>TH [Kn/m]</b>	<b>TTOT [Kn]</b>	<b>TDISEÑO [Kn]</b>
<b>1</b>	44.03	88.06	100.68
<b>2</b>	63.73	127.46	145.73
<b>3</b>	44.03	88.06	100.68

**Figura 22 - Cargas horizontales del modelo**



## **Etapa 9**

*Tipo de anclaje:* Debido a las condiciones del terreno se escogió un anclaje en tendones de acero con bulbo en inyección de concreto, de tipo activo y con protección a la corrosión permanente.

*Diámetro del anclaje:* Para determinar el diámetro del anclaje se debe conocer la carga total de cada uno, esta carga la encontramos en la Tabla 11.

Se escogió un factor de seguridad para la resistencia última a la rotura del acero de 0.8, de esta manera y teniendo en cuenta los datos de resistencia en cables de la Tabla 1., se seleccionó un cable hilo de siete alambres de ½” de diámetro, con una resistencia a la rotura de 146.4kN.

*Diámetro de la perforación:* Se escogió un diámetro de perforación de 4 pulgadas (0.1 metros)

## **Etapa 10**

La longitud del bulbo se calculó como esta descrito en el subcapítulo 3.7., correspondiente al diseño del bulbo. Se tomó un factor de seguridad de 2.0 y el esfuerzo a cortante permitido se tomó de la tabla Anexo B, para arenas con inyección a gravedad.

**Tabla 13 - Resumen de longitudes de bulbo**

	<b>dh</b>	0.10	m
	<b><math>\tau_a</math></b>	80.00	kN/m <sup>2</sup>
	<b>FS</b>	2.00	
<b>Anclaje</b>	<b>T DISEÑO [Kn]</b>	<b>Lb [m]</b>	<b>Lt [m]</b>
<b>1</b>	100.68	8.01	13.01
<b>2</b>	145.73	11.60	16.60
<b>3</b>	100.68	8.01	13.01

Para nuestro ejemplo tomamos una longitud estándar de bulbo, esta se estableció en 13 metros. Haciendo que cada anclaje tenga una longitud total de 18 metros.

**Tabla 14** - Resumen de propiedades de longitud del bulbo

Hilera	Distancia medida desde arriba	Lado izquierdo			Lado derecho				
		Longitud libre LL	Coordenadas LL		Longitud libre LL	Coordenadas LL			
				X		Y		X	Y
1	2.9	13.00	I	8.60	11.10	13.00	I	34.40	11.10
			F	-3.60	4.30		F	46.60	4.30
2	5.4	13.00	I	8.60	8.60	13.00	I	34.40	8.60
			F	-3.60	1.80		F	46.60	1.80
3	7.9	13.00	I	8.60	6.10	13.00	I	34.40	6.10
			F	-3.60	-0.70		F	46.60	-0.70

Después de cargar el modelo de Plaxis con todas las características de los anclajes y el suelo, este se ejecuta. Como resultado Plaxis calcula los valores de carga axial en cada uno de los anclajes. Los valores de estas cargas se muestran en la Tabla 15. Y el diagrama de fuerzas axial de cada anclaje se muestra desde el Anexo L

**Tabla 15** - Resumen de cargas axiales tomadas del análisis en Plaxis.

Anclaje	Carga Axial [kN/m]	
	Izq	Der
1	72.08	36.72
2	73.60	70.41
3	36.15	58.58

### **Etapa 11**

Esta etapa corresponde al diseño estructural de la pantalla, esta no se tendrá en cuenta ya que no se relaciona con los objetivos propuestos del presente estudio.

Aunque el software requiere de propiedades básicas del concreto como su resistencia última ( $f_c$ ), su módulo de elasticidad y los momentos de inercia.

### ***Etapa 12***

Una vez determinadas cada una de las componentes del anclaje se utilizó el software PLAXIS 8.1 para evaluar la estabilidad global del corte y del muro anclado. Esta simulación dio como resultado un incremento en el factor de seguridad a un valor entre 1.3 y 1.4 el cual se puede apreciar en el Anexo I, garantizando de este modo la estabilidad de la excavación, cumpliendo con los requisitos establecidos en la NSR-10.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se identificó que existen diversos tipos de anclajes conforme a sus características de vida útil, mecanismos de sostenimiento, formas de trabajo, tipos de material, longitud libre de la barra y protección contra la corrosión. Sin embargo, la clasificación más relevante corresponde a su forma de trabajo (pasiva, activa o mixta). Ya que esta será la que determinara el comportamiento de los anclajes. No obstante las clasificaciones restantes también se tienen en cuenta porque definen los procesos constructivos.

Se realizó una revisión bibliográfica de los métodos de análisis y diseño de anclajes donde se encontró que el diseño de los mismos empezó como una modificación a la determinación de las presiones aparentes de tierras para sistemas de contención como los puntales, es por esto que Terzaghi y Peck (TERZAGHI & PECK, 1967) desarrollaron diagramas de presión aparente para tres tipos diferentes de suelo: arenas, arcillas duras fisuradas no drenadas y arcillas blandas a medias. La construcción de estos diagramas se hizo teniendo en cuenta ciertas restricciones de nivel freático, estratificación y cargas sísmicas. Como resultado de las restricciones y teniendo en cuenta la variabilidad de condiciones in situ, los diagramas pasaron a ser una herramienta secundaria, ya que a causa de los avances tecnológicos y a la invención de varios paquetes de software, se pasó a determinar las presiones por medio del método de elementos finitos, el cual presenta resultados más precisos en tiempos más cortos, optimizando de esta manera los procesos de cálculo. Sin embargo, en ocasiones donde se necesite determinar presiones de una manera ágil se sugiere utilizar los diagramas, ya que estos son de fácil comprensión y aunque sus resultados no son del todo acertados, son lo bastantes parecidos para algunas circunstancias.

Los procesos constructivos de anclajes en roca y en suelo son muy similares en cuanto a etapas de construcción se refiere. Sin embargo existen aspectos que optimizan y favorecen el empleo de anclajes como el diámetro de perforación, que

debe ser más grande en anclajes en suelo, la lechada cementicia que es recomendada para anclajes en suelo y las resinas en roca, además las longitudes de ancla serán menores en rocas pues, presentan un mejor comportamiento en cuanto a propiedades de adherencia se refiere.

El uso de anclajes frente a otros sistemas de estabilización de taludes es ventajoso en aspectos como el espacio mínimo que ocupa tanto durante su proceso constructivo como después de construido, de igual forma no hay límite en el espacio a usar, es decir puedo usar anclajes es alturas y anchos considerablemente grandes, también permite estabilizar puntos específicos de un talud y controlar la erosión mediante el uso de anclajes pasivos.

Después de la realización de la simulación y la construcción del modelo de excavación en PLAXIS se pueden observar las notorias diferencias en los resultados obtenidos respecto a las cargas de tensión de los anclajes, todo ello a causa de que las cargas obtenidas por el método de los diagramas de presiones aparentes de Terzaghi y Peck están cimentados sobre condiciones ideales de homogeneidad del suelo y no tienen en cuenta aspectos externos, para este caso la carga distribuida y el suelo de origen aluviotorrencial (materiales irregulares).

## BIBLIOGRAFÍA

BELTRÁN MERCHÁN, Armando y CARVAJAL URIBE, Juan Carlos. Análisis Teórico del comportamiento y control técnico en la construcción de anclajes. Trabajo de Grado Ingeniería Civil. Universidad Industrial de Santander. 333p. (1996).

BRAJA M. DAS, Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento. International Thomson Editores. Cuarta Edición. 855p. (1999).

CORNEJO OCHOA, Yesid y DUARTE ARGUELLO, Edgar. Anclajes en suelo y rocas. Trabajo de grado Ingeniería civil. Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. 248p. (1984).

GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento. Segunda edición. Madrid. 60p, (2003).

JIMENEZ SALAS, J.S. Geotecnia y Cimientos I, II, III. Madrid, España. Editorial Rueda. (1981).

LITTLEJHON, T "Ground Anchorage Practice", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Editado por Philip, Lambe y Lawrence. Geotechnical special publicación N°25. 825p. (1982).

OQUENDO VARGAS, Diana Carolina y QUINTERO VELASCO, Astrid Alieta. Elaboración de un manual con ejercicios para la estabilización de taludes utilizando estructuras de contención. Trabajo de grado Ingeniería civil. Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. 160p. (2008).

RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE ANCLAJES AL TERRENO. Colegio De Ingenieros De Caminos, Canales Y Puertos. Madrid. (2005).

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE. Ministerio de Vivienda, Ambiente y Desarrollo Territorial.(NSR-10).2010.

SABATINI, P.J., PASS D.G. & BACHUSR.C. GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO.4 "Ground Anchors and Anchored Systems". Atlanta, Georgia, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration.281p.(1999).

SUAREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Ediciones UIS. Bucaramanga, Colombia. (2003).

UCAR NAVARRO, Roberto. Manual de anclajes en Ingeniería Civil, editorial Bellisco. Madrid, España.544p. (2004).

## ANEXOS

### **ANEXO A – Micropilotes (Soil Nailing)**

El Soil Nailing es un método de refuerzo *in situ* utilizando micropilotes vacíos capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. Se diferencian de los pilotes porque los micropilotes no resisten cargas laterales a flexión.

Los micropilotes pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos pre-perforados. Generalmente son espaciados a distancias relativamente pequeñas.

Los micropilotes pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas. Junto con el suelo estos alfileres o nail forman una estructura de suelo reforzado. Los nail o alfileres se diferencian de los anclajes en el sentido de que son pasivos, es decir, no son pos-tensionados. Adicionalmente la separación de los nails es menor que de la de los anclajes.

Comúnmente se utiliza un alfiler por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de espesor de 12 a 18 centímetros con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos. Aunque es mucho más efectivo en suelos granulares duros y en arcillas limosas competentes, y su efectividad es deficiente en suelos granulares sueltos y en arcillas granulares blandas. Además, el suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación. La presencia de niveles freáticos altos también puede representar dificultades de construcción.

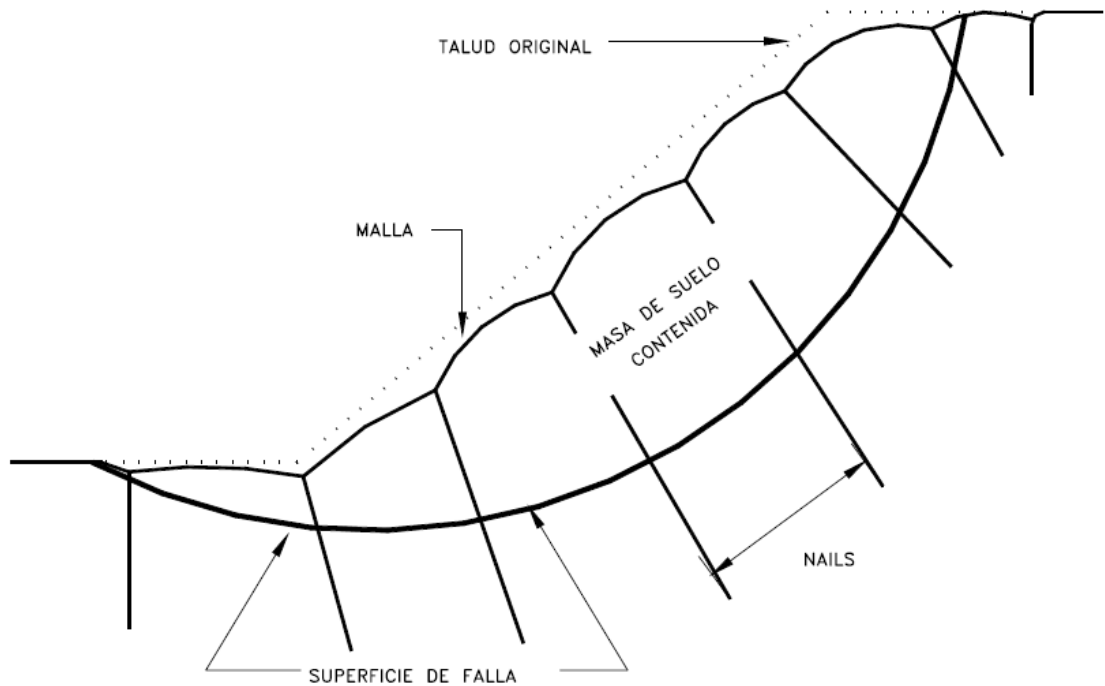
Existen dos sistemas de funcionamiento de los micropilotes:

1. Micropilotes que transfieren las cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente. En este caso los

micropilotes se diseñan anclados o como si conformaran una estructura aporticada.

## 2. Micropilotes que refuerzan el suelo.

**Figura 1** – Procedimiento de estabilización utilizando nails y mallas



Fuente: (SUAREZ, 2003)

La estabilidad del Soil nailing se basa en dos factores así:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo alfiler.
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del soil nailing.

Estos sistemas son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño para sismos.

Esta tecnología ha sido utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y hay alguna preocupación sobre la tasa de corrosión del material utilizado; sin embargo, en el mercado han aparecido materiales y protecciones de alta resistencia a la corrosión.

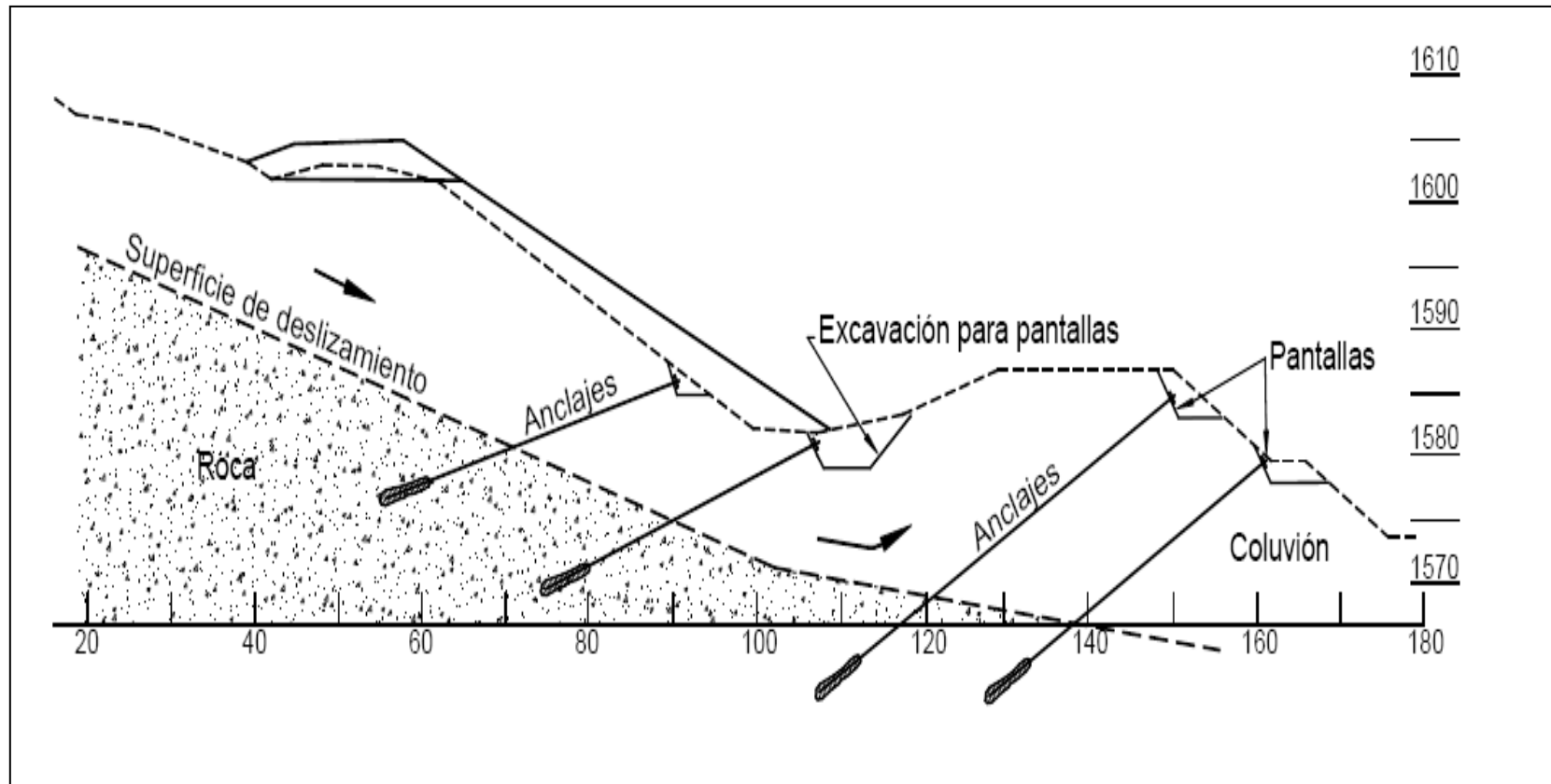
El diseño de taludes con Nails generalmente, se basa en análisis de equilibrio límite, calculando factor de seguridad. Los sistemas incluyen el diseño de espaciamiento, tamaño, y longitud de los Nails y el diseño del recubrimiento de la superficie. Para taludes permanentes el diseño debe considerar siempre medidas de protección contra la corrosión.

**ANEXO B** - Tabla de resistencia ultima al esfuerzo entre el bulbo del anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo

<b>Tipo de material</b>	<b>Resistencia ultima al cortante entre el bulbo y el material de la interface perimetral del bulbo para inyecciones por gravedad kPa</b>	<b>Resistencia ultima al cortante entre el bulbo y el material de la interface perimetral del bulbo para inyecciones a presión kPa</b>
Granito y basalto	1700 a 3100	
Caliza dolomítica	1400 a 2100	
Caliza blanda	1000 a 1400	
Pizarras y lutitas duras	800 a 1400	
Lutitas blandas	200 a 800	
Areniscas	800 a 1700	
Areniscas meteorizadas	700 a 800	
Creta	200 a 1100	
Marga meteorizada	150 a 250	
Concreto	1400 a 2800	
Arcilla limosa blanda	30 a 70	30 a 70
Arcilla limosa		30 a 70
Arcilla dura de plasticidad media a alta		30 a 100
Arcilla muy dura de plasticidad media a alta		70 a 170
Arcilla muy dura limosa de plasticidad media		270 a 370
Arena de grano medio a fino densidad media a alta		80 a 370
Arena de grano grueso con grava densidad media		100 a 600
Arena de grano grueso con grava densidad densa a muy densa	70 a 140	250 a 900
Arenas limosas		170 a 400
Detritos glaciales densos		300 a 500
Grava arenosa densidad media		200 a 1300
Grava arenosa densa a muy densa		270 a 1300

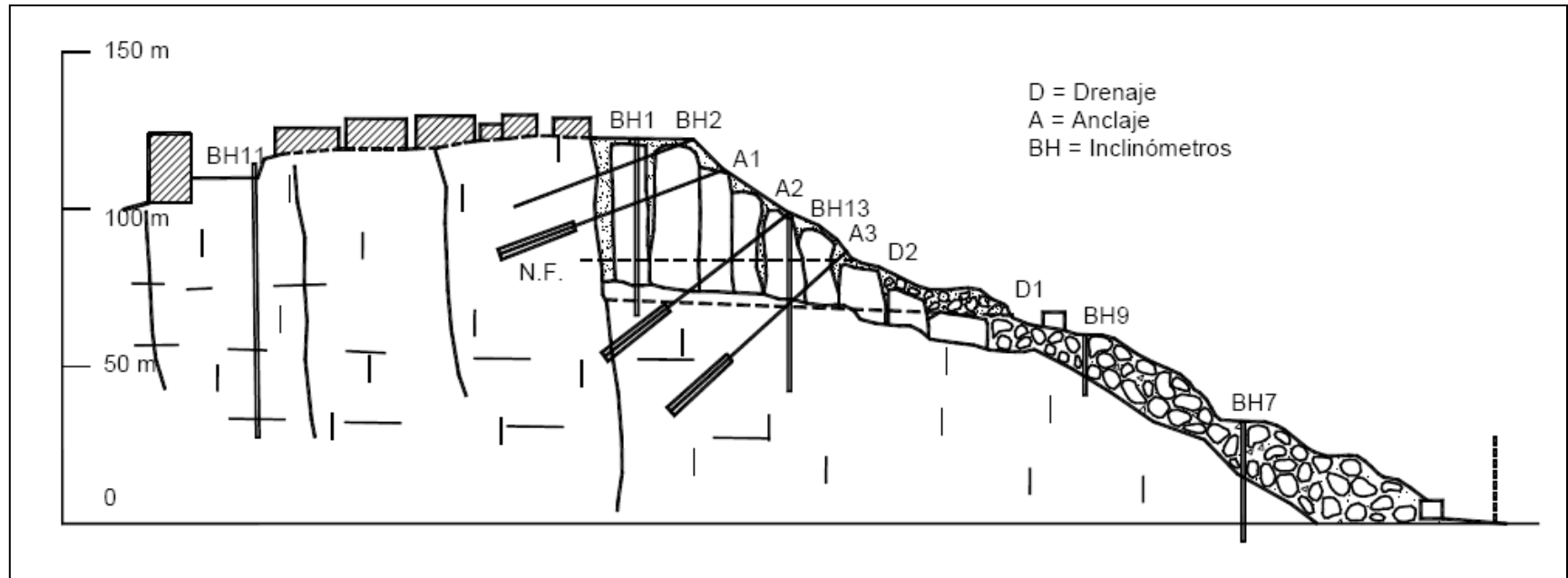
Fuente:(SUAREZ, 2003)

**ANEXO C– Localización de anclajes en un deslizamiento (Johnson y Turner, 2003)**



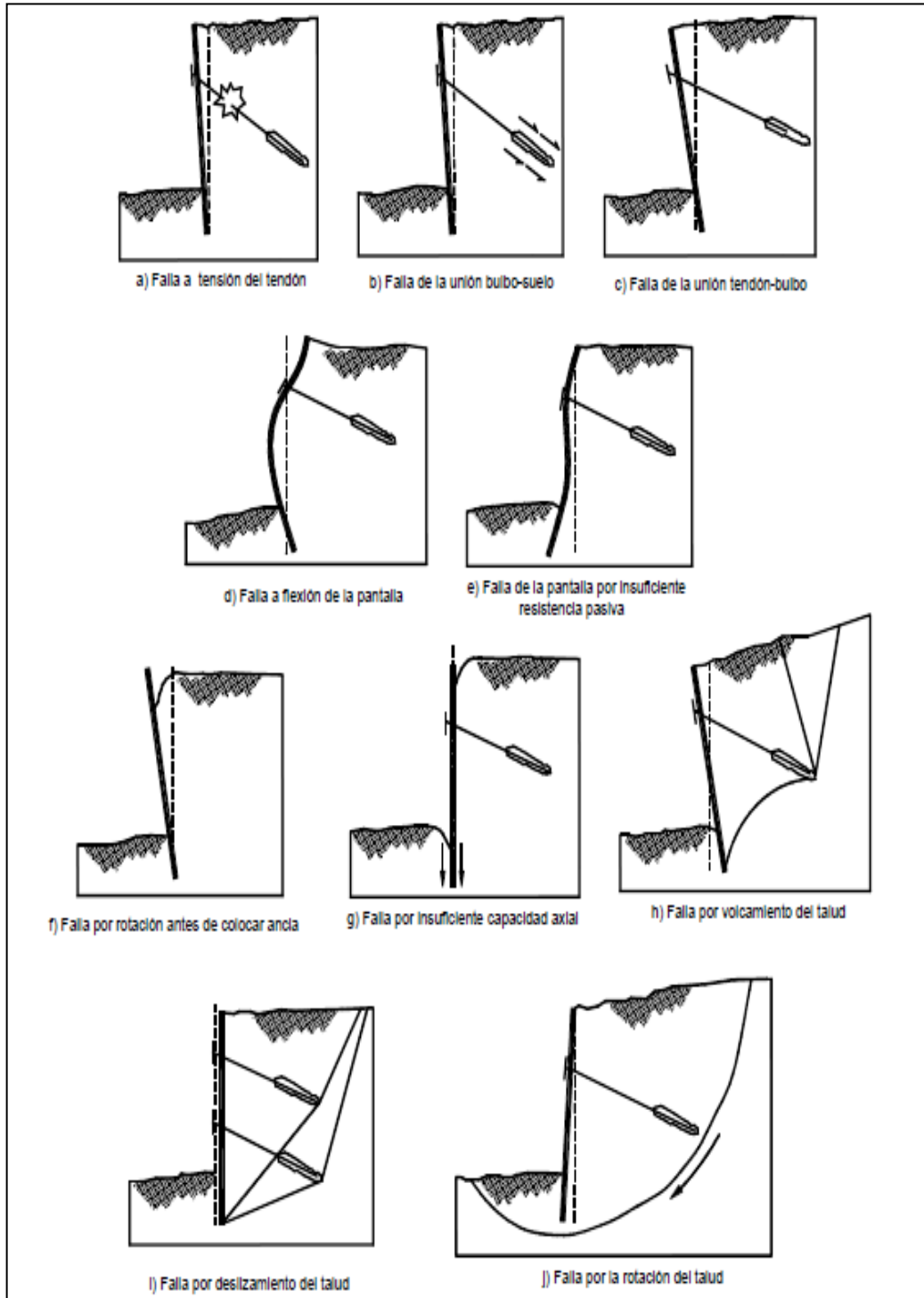
Fuente: (SUAREZ, 2003)

**ANEXO D** - Esquema de un sistema combinado de anclajes profundos (Más de 60 metros), subdrenes de penetración y control con inclinómetros.



Fuente:(SUAREZ, 2003)

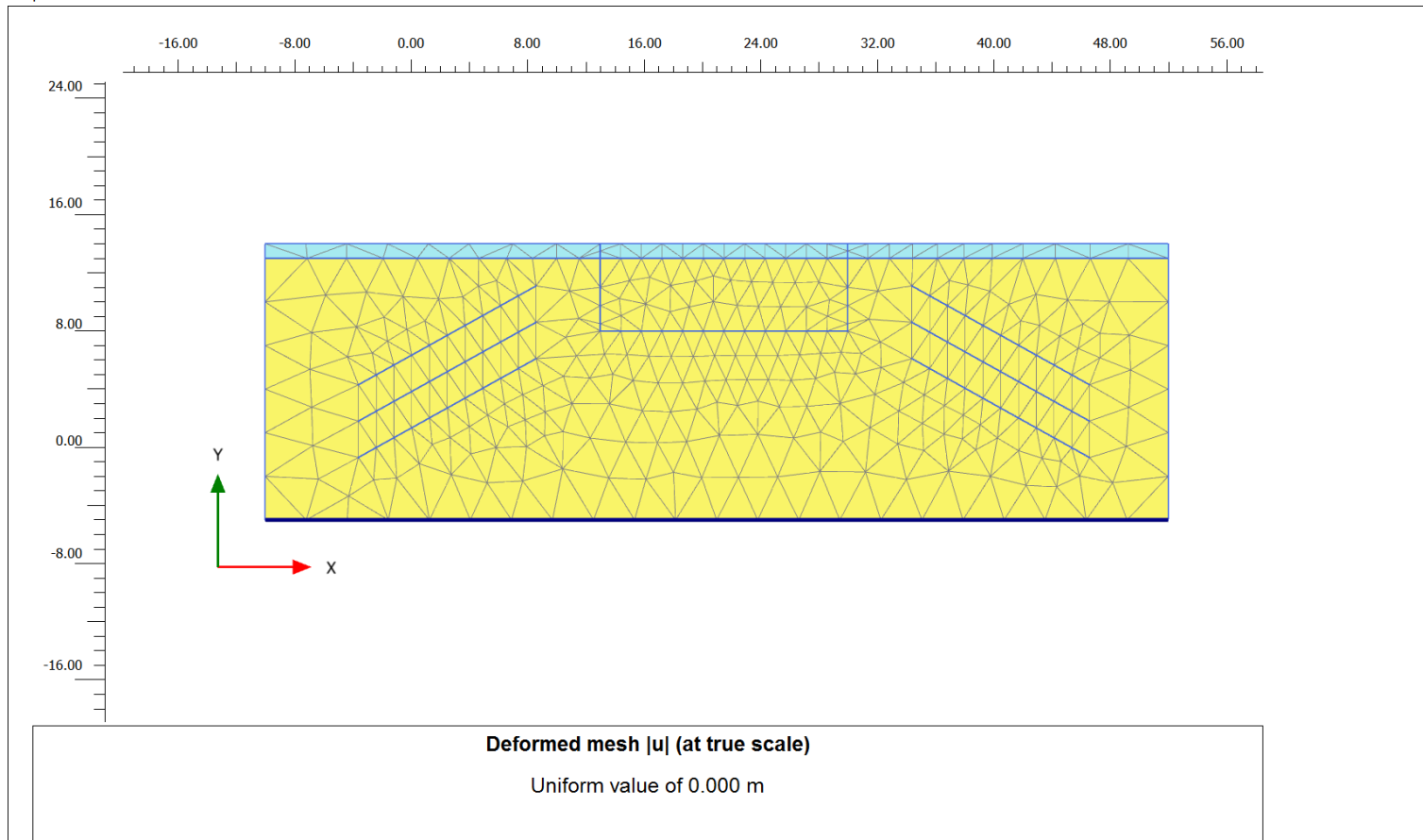
## ANEXO E - Condiciones posibles de falla para muros flexibles



Fuente: (SABATINI et al., 1999)

## ANEXO F - Terreno antes de la excavación.

Output Version 2010.1.0.6380

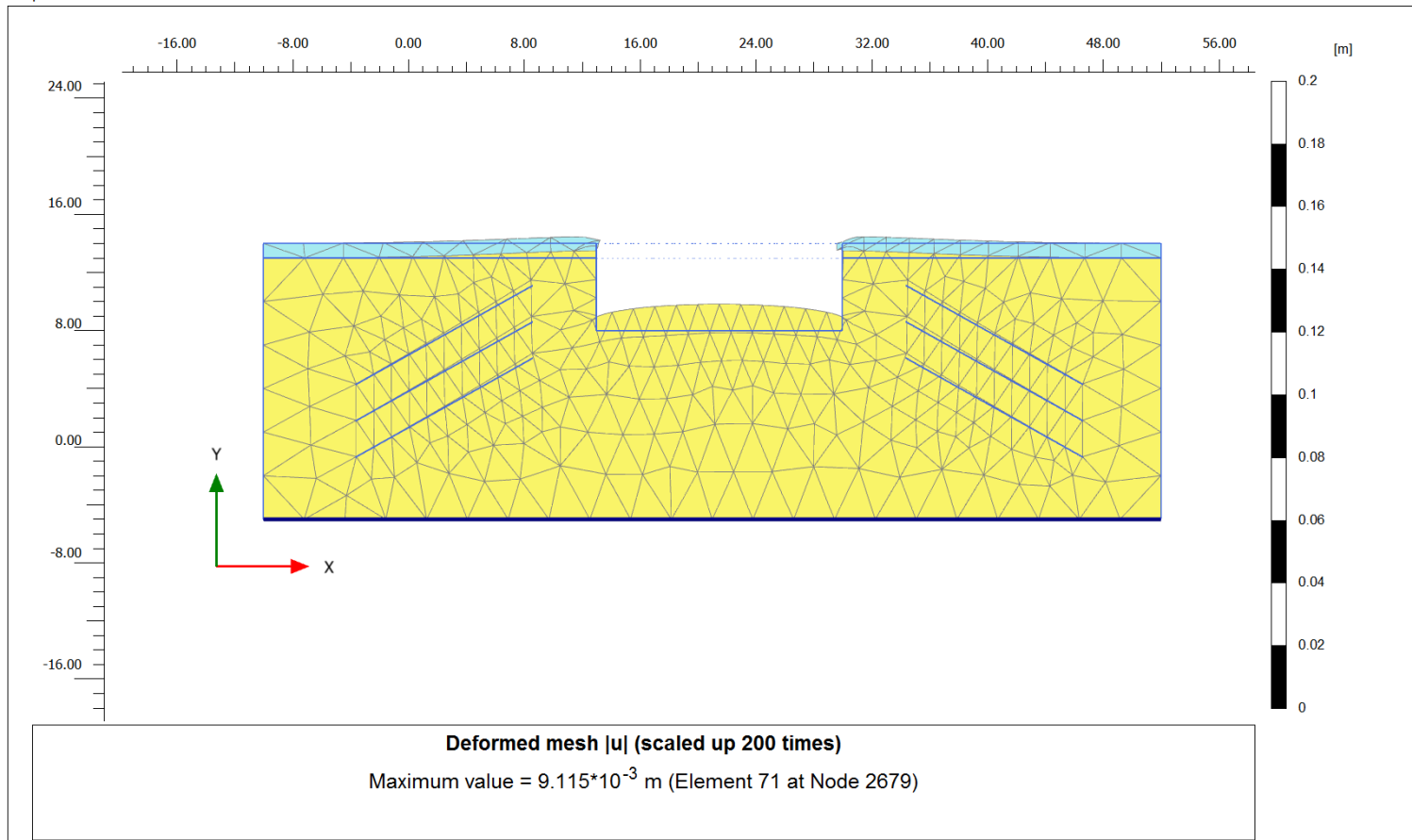


<small>Project description</small> <b>Ejemplo</b>	<small>Date</small> <b>31/03/2012</b>
<small>Project filename</small> <b>Ejemplo</b>	<small>Step</small> <b>1</b>
<small>User name</small> <b>Universidad Industrial de Santander</b>	

C:\Users\usuario\Desktop\Ejemplo.P2DAT\

## ANEXO G - Talud a estabilizar

Output Version 2010.1.0.6380



	<small>Project description</small> <b>FASE 1 EXCA</b>		<small>Date</small> <b>31/03/2012</b>	
	<small>Project filename</small> <b>Ejemplo</b>	<small>Step</small> <b>35</b>	<small>User name</small> <b>Universidad Industrial de Santander</b>	

C:\Users\usuario\Desktop\Ejemplo.P2DAT\

### ANEXO H - Aviso de falla inminente del corte.

2D PLAXIS 2D Calculations: Ejemplo.P2D \*

File Edit Tools Calculate Help

General Parameters Multipliers Preview

Phase  
 Number / ID.: 1 <Phase 1>  
 Start from phase: 0 - Initial phase

Calculation type  
 Plastic Parameters  
 Advanced  
 Comments

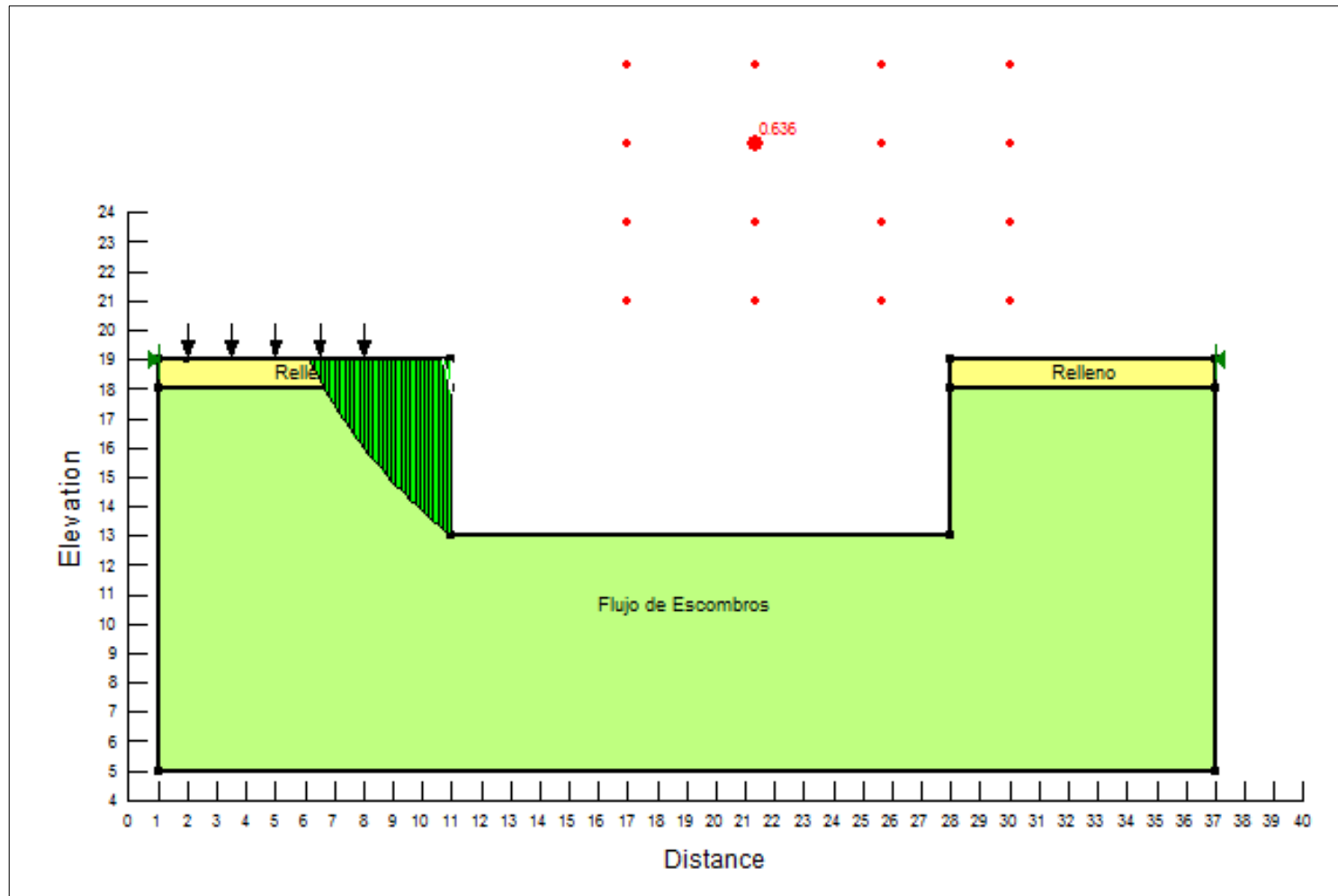
Log info  
 Soil body collapses. Accuracy condition not reached in last step.  
 [111]

Remarks  
 Uncoupled short-term deformation analysis. Undrained behaviour is considered.  
 NOTE: Compare stress state with known shear strength profile!

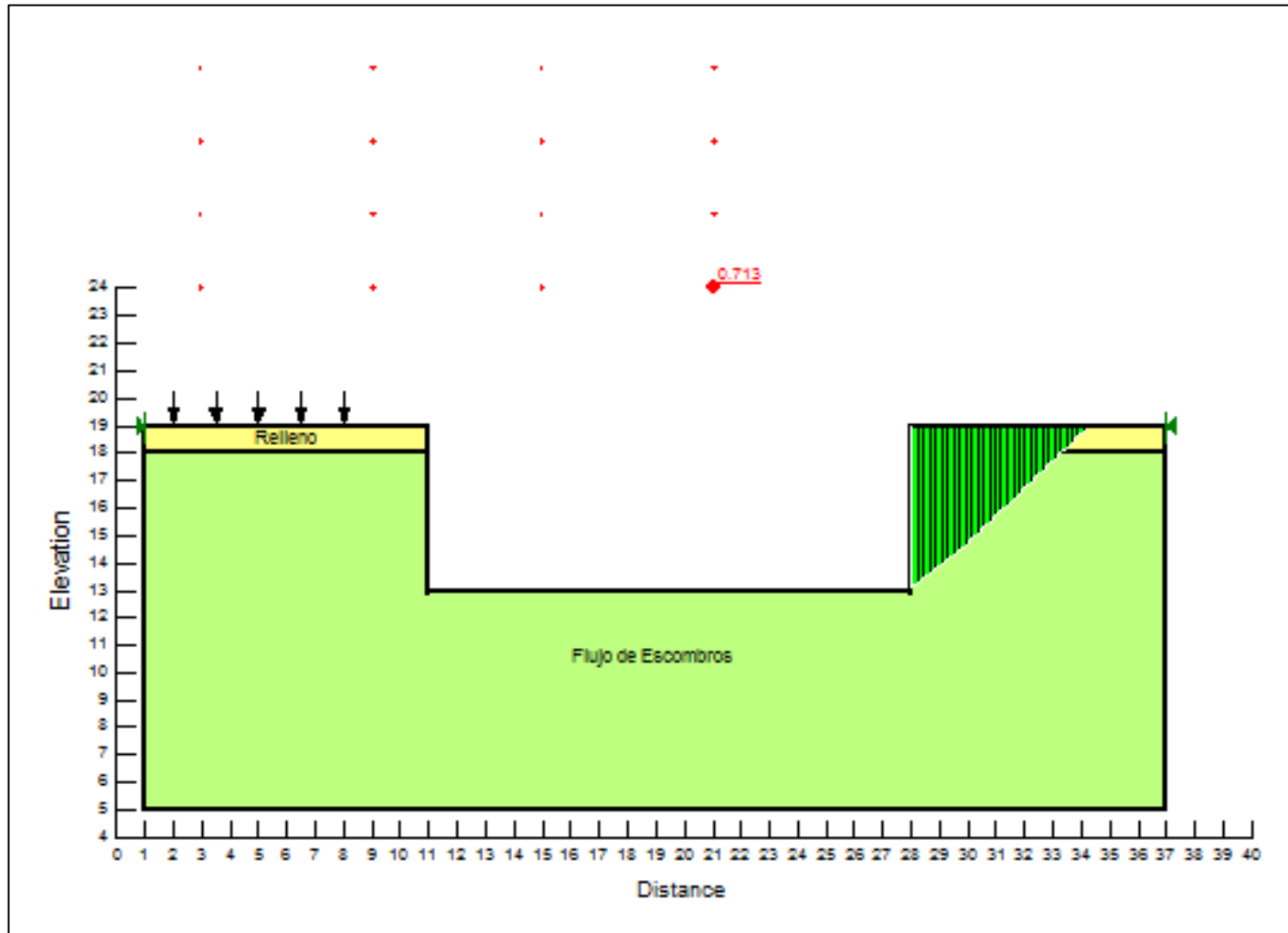
Next Insert Delete

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Stage	Water	First	Last
✓ Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	0.00 day	L 0	W 0	1	1
➡ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 day	L 1	W 1	13	35
✓ <Phase 2>	2	0	Plastic	Staged construction	0.00 day	L 2	W 2	2	4
✓ <Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	0.00 day	L 3	W 3	5	10
✓ <Phase 4>	4	3	Plastic	Staged construction	0.00 day	L 4	W 4	11	12

**ANEXO I - Análisis del factor de seguridad para el talud izquierdo en el programa GeoStudio 2007 Slope/w.**

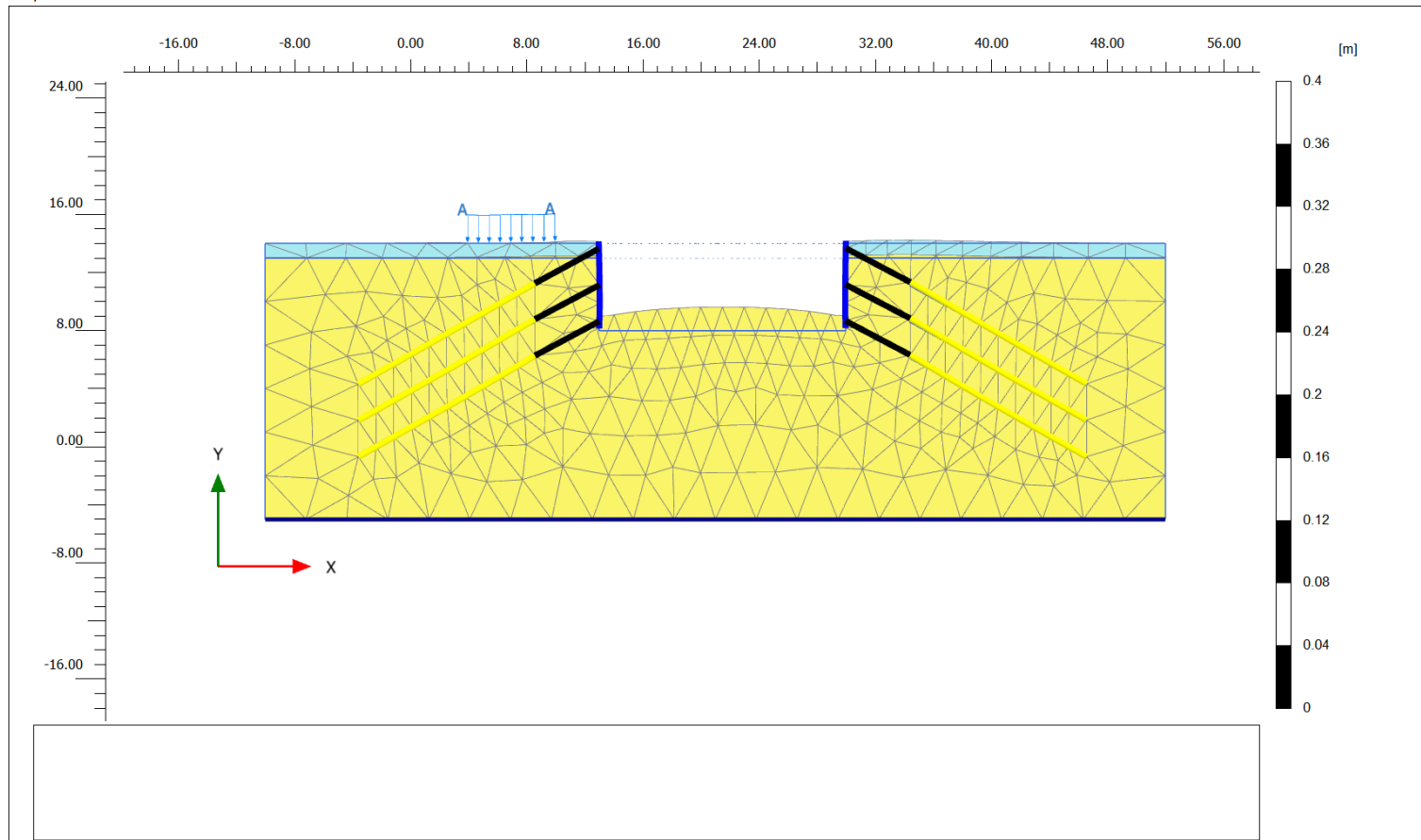


**ANEXO J - Análisis del factor de seguridad para el talud derecho en el programa GeoStudio 2007 Slope/w.**



## ANEXO K - Esquema de localización de anclajes.

Output Version 2010.1.0.6380

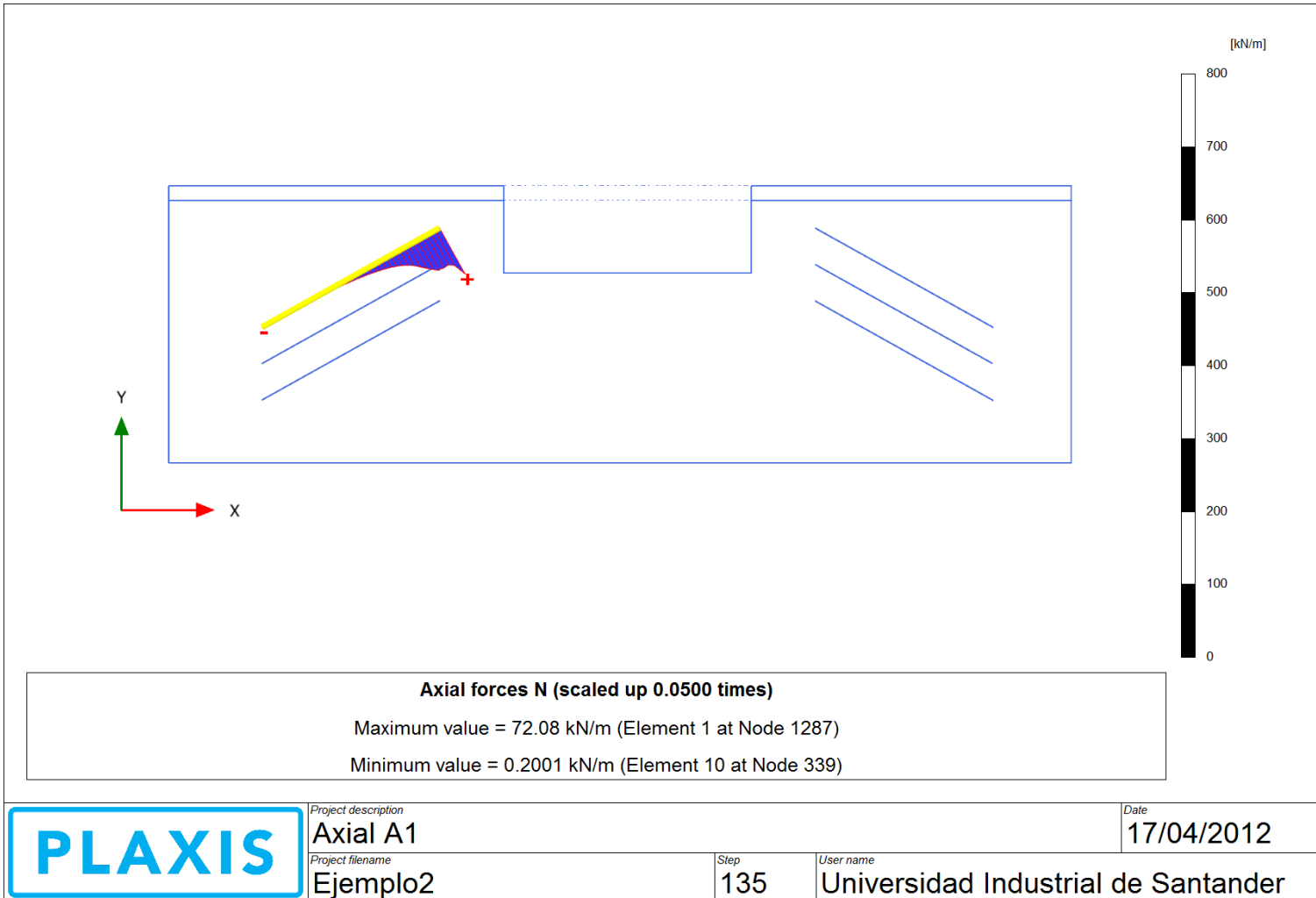


<i>Project description</i>	Ejemplo	<i>Date</i>	31/03/2012
<i>Project filename</i>	Ejemplo	<i>Step</i>	12
		<i>User name</i>	Universidad Industrial de Santander

C:\Users\usuario\Desktop\Ejemplo.P2DAT\

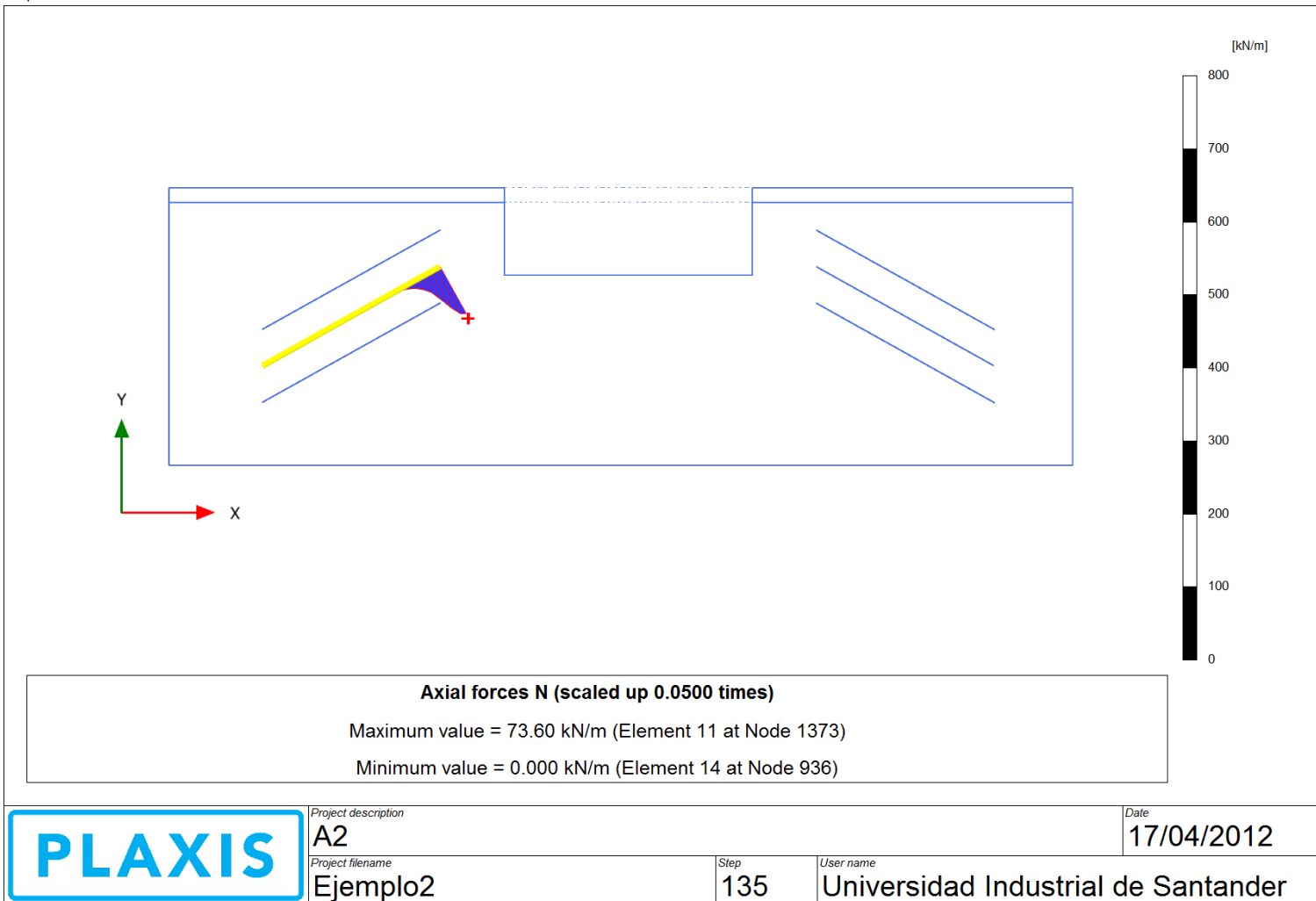
## ANEXO L - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 1.

Output Version 2010.1.0.6380



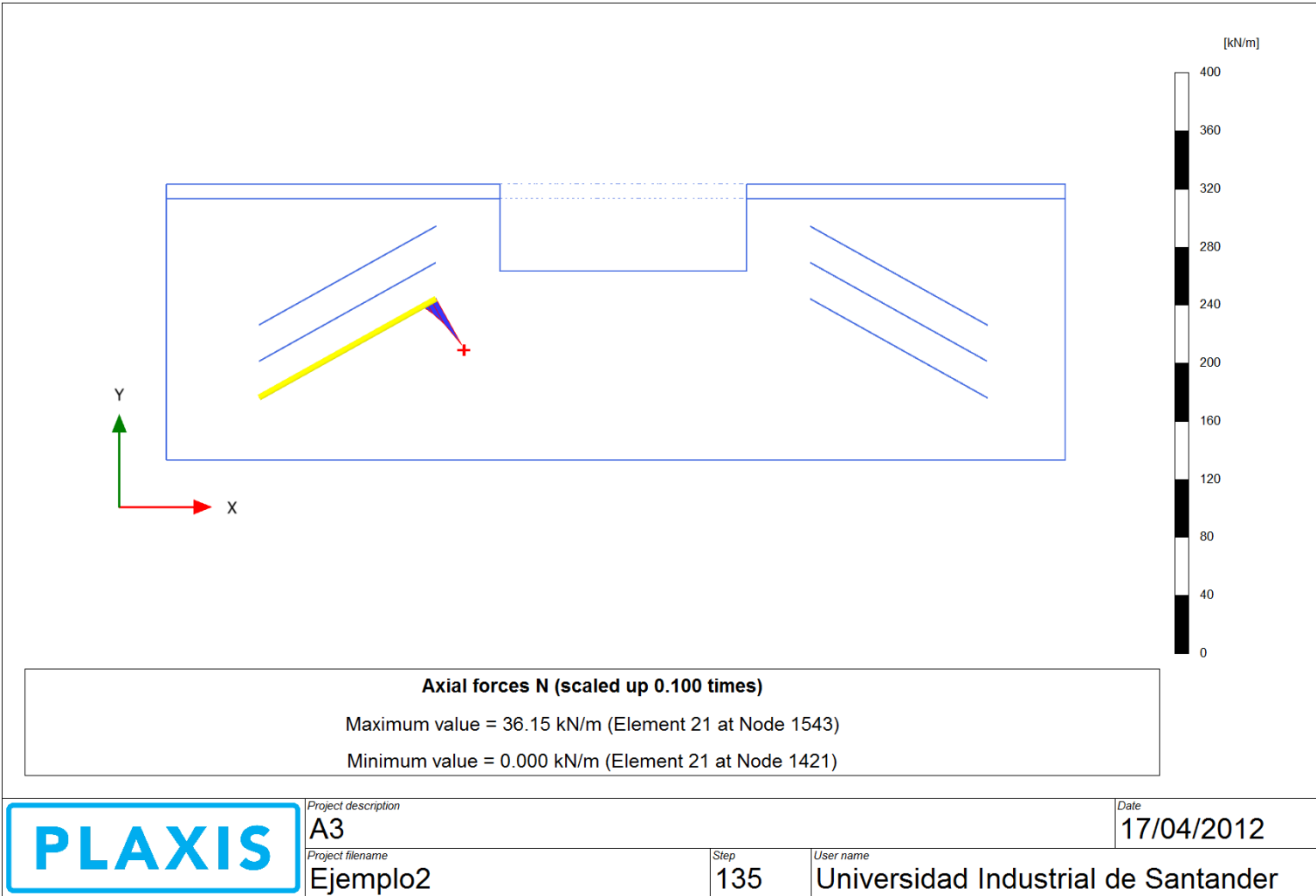
## ANEXO M - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 2.

Output Version 2010.1.0.6380



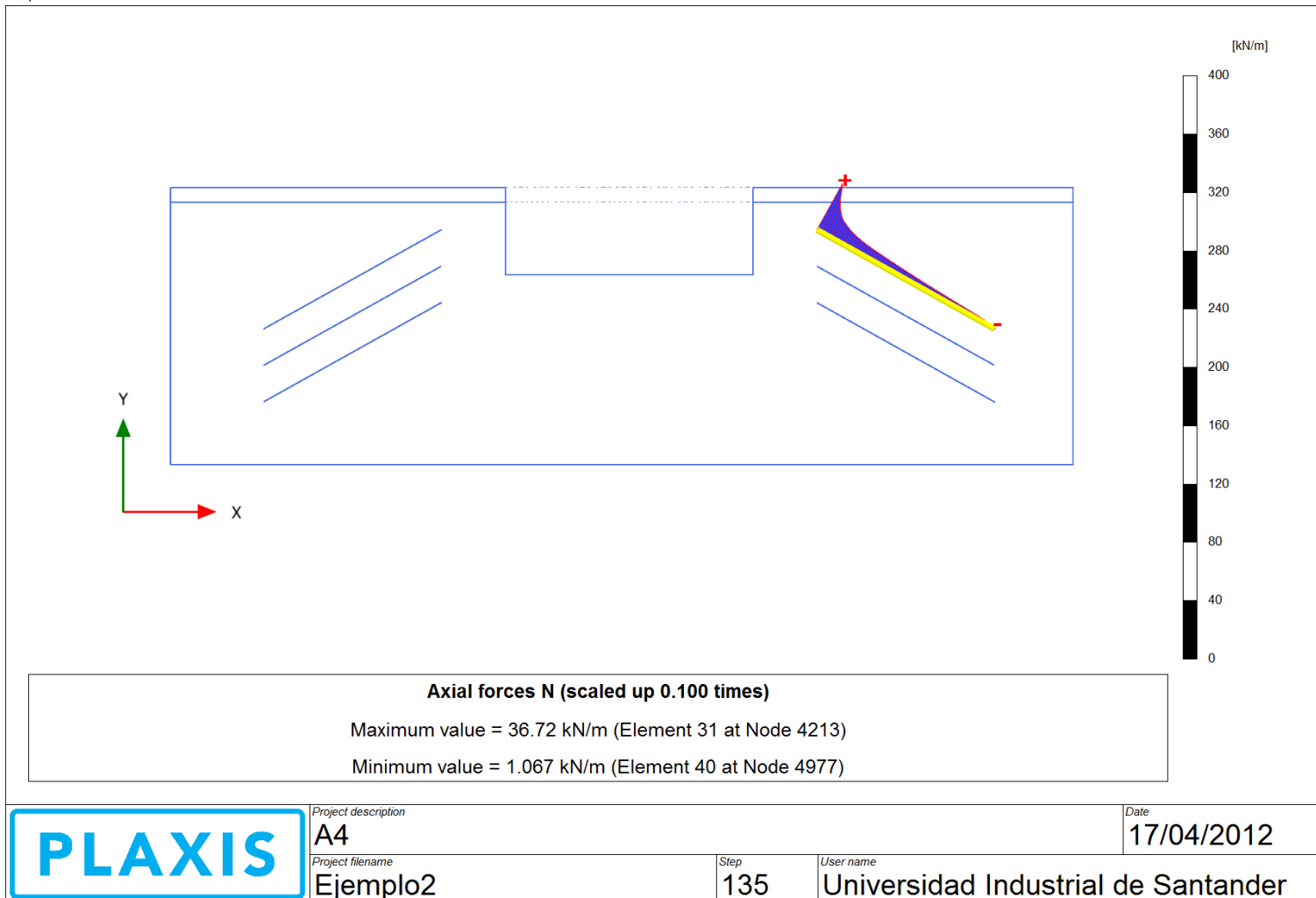
### ANEXO N - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 3.

Output Version 2010.1.0.6380



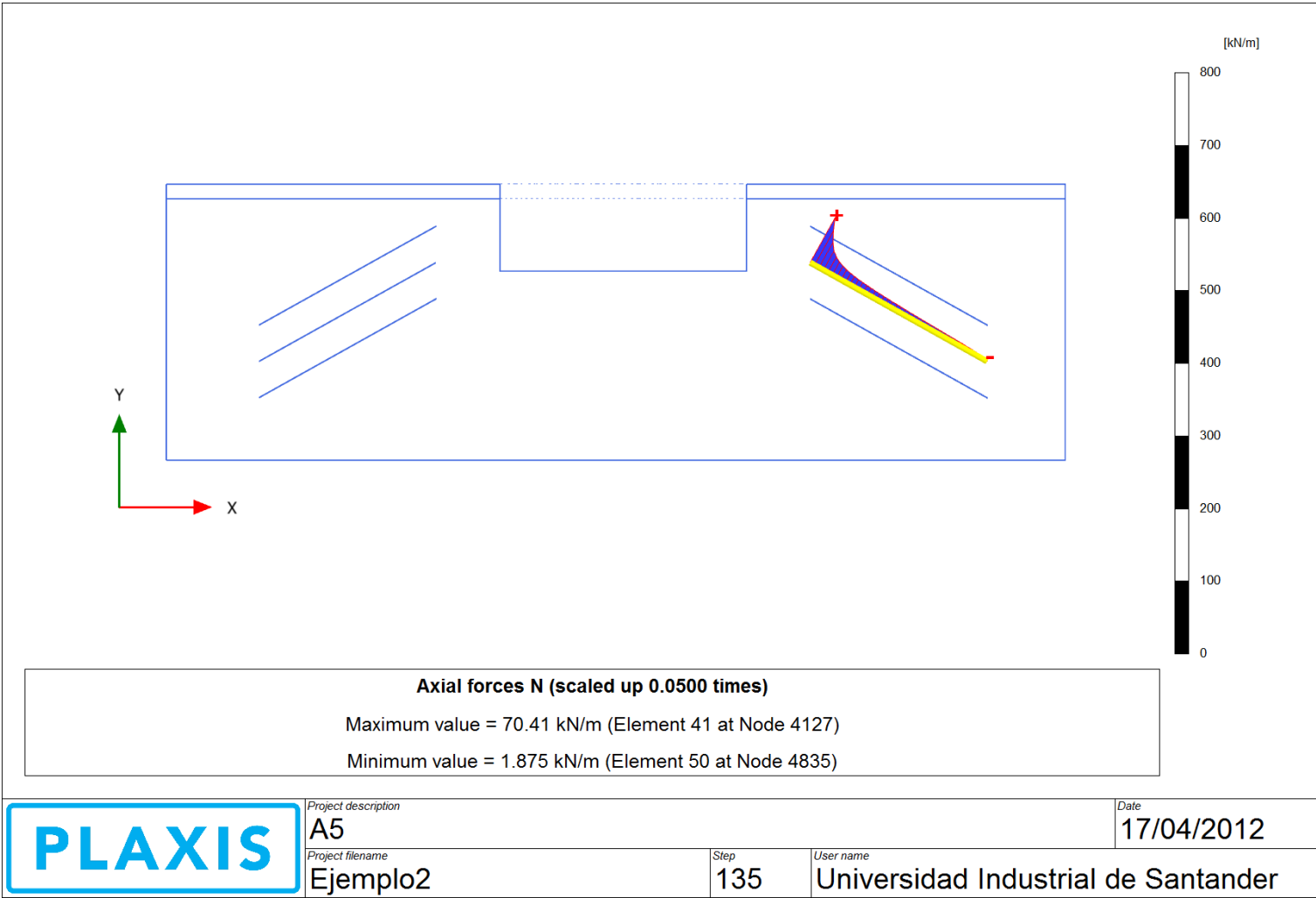
## ANEXO O - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 4.

Output Version 2010.1.0.6380



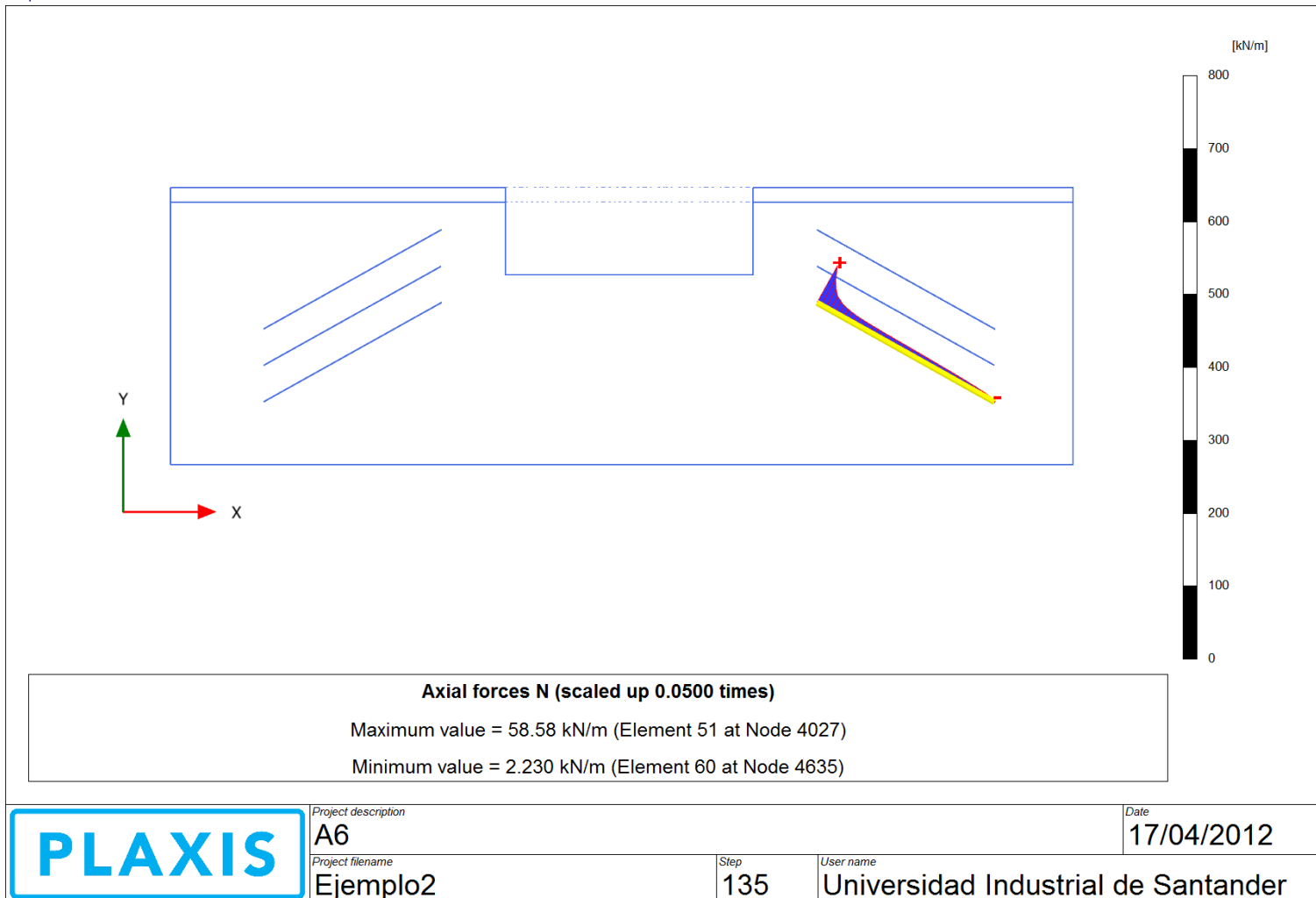
### ANEXO P - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 5.

Output Version 2010.1.0.6380



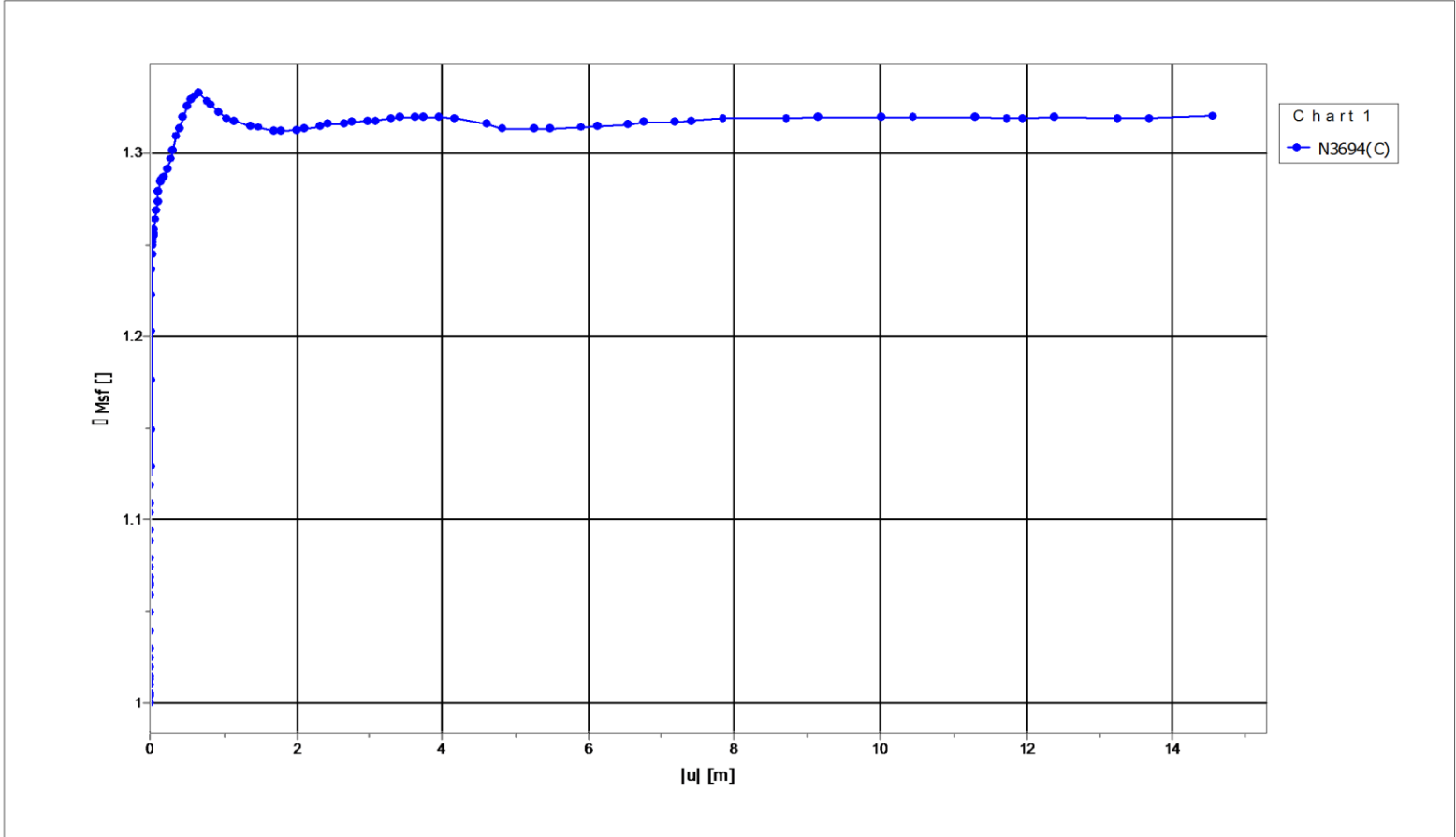
## ANEXO Q - Diagrama de fuerza axial para el anclaje 6.

Output Version 2010.1.0.6380



### ANEXO R - Factor de Seguridad del talud estabilizado.

Output Version 2010.1.0.6380



Project description  
**FS**  
 Project filename  
**Ejemplo**

Date  
**31/03/2012**

Step  
**135**

User name  
**Universidad Industrial de Santander**

C:\Users\usuario\Desktop\Ejemplo.P2DAT1