

***ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA***

**LUIS DAVID MEDINA CHAPARRO  
LIZETH JOHANNA GUTIERREZ CASTRO**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO – MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2012**



CONSULTORÍA, DISEÑO,  
INTERVENTORIA, CONSTRUCCIÓN,  
MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN  
DE PROYECTOS DE  
INFRAESTRUCTURA VIAL,  
EDIFICACIONES, OBRAS DE  
URBANISMO, PROYECTOS DE  
ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO,  
PROYECTOS DE MONTAJE E  
INSTALACIÓN DE ALUMBRADO  
PÚBLICO REDES DE MEDIA Y BAJA  
TENSIÓN, INSTALACIONES INTERNAS Y  
PROYECTOS DE GEOTECNIA,  
MONTAJES ELECTROMECÁNICOS Y DE  
SUBESTACIONES HASTA 15.2 KV.

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LOS PROBLEMAS DE INESTABILIDAD  
PRESENTADOS EN EL PR100+0200 DE LA VÍA  
BUCARAMANGA - PAMPLONA

## **ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

**Elaborado por:**

**LUIS DAVID MEDINA CHAPARRO  
LIZETH JOHANNA GUTIERREZ CASTRO**

**Trabajo de grado para optar al título de  
Ingeniero(a) Civil**



**DIRECTOR: PHD, ING. VLADIMIR MERCHÁN**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO – MECANICAS**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

**BUCARAMANGA**

**2012**

## DEDICATORIA

*A Dios, por regalarme sus bendiciones. Por darme fortaleza, por siempre ser mi compañía, por hacer de mí una persona espiritual y por regalarme este triunfo.*

*A mis padres, por su gran esfuerzo que hacen cada día para brindarme lo mejor y por tener la gran confianza en mí.*

*A mi Abuela, que lastimosamente no me puede acompañar en este triunfo, pero ella siempre confió en mí y me brindó su apoyo incondicional.*

*A mis hermanos, familiares y amigos, que gracias a su compañía y apoyo incondicional me hicieron y vivir momentos inolvidables.*

*Mil Gracias.*

**DAVID MEDINA CHAPARRO**

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por su inmenso amor y misericordia, regalándonos la vida, salud, inteligencia y sabiduría en el transcurso de nuestras vidas.

A nuestros padres por brindarnos su apoyo incondicional, regalándonos la oportunidad de estudiar garantizarnos un futuro profesional.

A la Universidad Industrial de Santander por nuestra formación profesional y contribuir en nuestra formación personal

A nuestro director de proyecto Ingeniero Vladimir Merchán quien dispuso de su sabiduría para orientarnos y asesorarnos incondicionalmente hasta alcanzar las metas propuestas en nuestro proyecto.

A cada uno de nuestros docentes, por contribuir a nuestro aprendizaje mediante sus valiosos conocimientos y experiencias, convirtiéndose en partícipes de nuestra formación integral intelectual y profesional.

**¡A todos muchas Gracias!**

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>16</b>
<b>2. OBJETIVOS Y ALCANCE</b> .....	<b>18</b>
2.1 OBJETIVO GENERAL .....	18
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
<b>3. METODOLOGIA DE TRABAJO</b> .....	<b>19</b>
<b>4. GENERALIDADES DEL PROYECTO</b> .....	<b>20</b>
<b>5. ANÁLISIS DE PANTALLAS ANCLADAS</b> .....	<b>21</b>
5.1 TRANSFERENCIA DE CARGA EN MUROS ANCLADOS.....	21
5.2 ESTADOS LÍMITES.....	23
5.3 ESTABILIDAD GLOBAL .....	25
5.3.1 Análisis de la estabilidad global con equilibrio-límite.....	25
5.3.2 Procesos de Análisis de Estabilidad Global .....	26
5.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO.....	26
5.4.1 CAPACIDAD DE CARGA .....	29
5.5 MODOS DE FALLA INTERNA.....	30
5.5.1 FALLA POR ARRANCAMIENTO DEL ANCLAJE .....	31
5.5.2 INTERACCIÓN SUELO-ANCLAJE Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE TENSIÓN .....	34
5.5.3 DISEÑO PARA LA FALLA POR TENSIÓN DEL ANCLAJE .....	38
5.6 MODOS DE FALLA POR CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO .....	39
5.6.1 FUERZAS DE TENSIÓN EN EL REVESTIMIENTO DEL MURO.....	39
5.6.2 FALLA POR FLEXIÓN.....	40
5.7 DEFORMACIONES DE MUROS ANCLADOS.....	42
5.7.1 DESPLAZAMIENTO DEL MURO.....	42
5.8 FACTORES DE SEGURIDAD .....	45
5.9 DISEÑO DE DRENAJES .....	46
<b>6. INVESTIGACION EN CAMPO</b> .....	<b>50</b>
6.1 PROCESOS CONSTRUCTIVOS.....	50
6.1.1 FASES DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS.....	50
6.1.1.1 EXCAVACIÓN .....	51
6.1.1.2 PERFORACIÓN DEL TERRENO. ....	53
6.1.1.3 COLOCACIÓN DEL ANCLAJE .....	54

6.1.1.4 APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO .....	56
<b>7. DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....</b>	<b>58</b>
7.1 PASO 1.....	60
7.1.1 ESQUEMA DEL MURO .....	60
7.1.2 DISTANCIAS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LOS ANCLAJES .....	60
7.1.3 PATRÓN DE UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES .....	61
7.1.4 INCLINACIÓN DE LOS ANCLAJES .....	62
7.1.5 LONGITUD DE LOS ANCLAJES Y DISTRIBUCIÓN .....	63
7.1.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE ANCLAJE .....	66
7.1.7 OTRAS CONSIDERACIONES INICIALES.....	66
7.2 PASO 2: DISEÑO PRELIMINAR USANDO ESQUEMAS SIMPLIFICADOS .....	66
7.2.1 PROCESO DEL DISEÑO PRELIMINAR.....	67
7.3 PASO 3: DISEÑO FINAL .....	70
7.3.1 MODOS DE FALLA EXTERNA.....	70
7.3.2 MODOS DE FALLA INTERNA.....	73
7.4 PASO 4: ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO .....	73
7.5 PASO 5: OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO .....	74
7.5.1 DRENAJE .....	74
7.5.2 CARGAS EXTERNAS .....	74
<b>8. EJEMPLO APLICATIVO: ESTUDIO EN EL AREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.....</b>	<b>75</b>
<b>8.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO .....</b>	<b>75</b>
8.2 LOCALIZACIÓN DEL SITIO .....	75
8.3 DRENAJE E INFILTRACIÓN .....	76
8.4 NIVEL FREÁTICO .....	76
8.5 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS REALIZADAS .....	76
Sondeos realizados .....	76
8.5.1 Resultados De Los Sondeos.....	76
8.6 DISEÑO.....	76
<b>9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>88</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>90</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>91</b>



CONSULTORIA, DISEÑO,  
INTERVENTORIA, CONSTRUCCIÓN,  
MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN  
DE PROYECTOS DE  
INFRAESTRUCTURA VIAL,  
EDIFICACIONES, OBRAS DE  
URBANISMO, PROYECTOS DE  
ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO,  
PROYECTOS DE MONTAJE E  
INSTALACIÓN DE ALUMBRADO  
PÚBLICO REDES DE MEDIA Y BAJA  
TENSIÓN, INSTALACIONES INTERNAS Y  
PROYECTOS DE GEOTECNIA,  
MONTAJES ELECTROMECÁNICOS Y DE  
SUBESTACIONES HASTA 15.2 KV.

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LOS PROBLEMAS DE INESTABILIDAD  
PRESENTADOS EN EL PR100+0200 DE LA VÍA  
BUCARAMANGA - PAMPLONA

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1. Estimación resistencia de adherencia última de los anclajes en suelo y rocas, para diferentes métodos de perforación.....</b>	<b>33</b>
<b>Tabla 2. Valores de <math>\delta h H_i</math> y <math>C</math> en funciones de las condiciones del suelo .....</b>	<b>43</b>
<b>Tabla 3. Factores de seguridad mínimos recomendados para muros anclados de concreto lanzado .....</b>	<b>45</b>
<b>Tabla 4 : Pasos para el diseño de muros anclados.....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 5 : Parámetros Variables.....</b>	<b>67</b>
<b>Tabla 6 : Profundidad del nivel freático. ....</b>	<b>76</b>
<b>Tabla 7 : Localización de los sondeos .....</b>	<b>76</b>

## LISTA DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1: Superficies potenciales de falla y fuerzas de tensión.</i>	22
<i>Ilustración 2: Principales modos de falla</i>	24
<i>Ilustración 3: Estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado</i>	28
<i>Ilustración 4: Análisis de capacidad de carga</i>	30
<i>Ilustración 5: Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje</i>	32
<i>Ilustración 6: Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje</i>	35
<i>Ilustración 7: Distribución simplificada de la fuerza de tensión del ancla</i>	36
<i>Ilustración 8: Localización esquemática de las fuerzas de tensión máximas</i>	37
<i>Ilustración 9: Falla por flexión progresiva en revestimiento del muro</i>	41
<i>Ilustración 10: Deformación del muro anclado de concreto lanzado</i>	44
<i>Ilustración 11: Drenajes en muros anclados</i>	47
<i>Ilustración 12: Tiras de drenaje bajo el concreto lanzado temporal</i>	48
<i>Ilustración 13: Detalles de un geocompuesto</i>	49
<i>Ilustración 14: Detalles de un drenaje típico</i>	49
<i>Ilustración 15: Fases de construcción</i>	50
<i>Ilustración 16: Excavación inicial e instalación del anclaje</i>	51
<i>Ilustración 17: Ejemplo de excavación alternativa, estabilización con berma</i>	52
<i>Ilustración 18: Ejemplo de excavación alternativa, estabilización de ranura segmentada</i>	52
<i>Ilustración 19: Método de perforación a rotación</i>	54
<i>Ilustración 20: Sujetador de la malla electrosoldada al talud</i>	56
<i>Ilustración 21: . Posiciones correctas para la aplicación del concreto lanzado</i>	57
<i>Ilustración 22: Inclinación y longitudes mínimas del anclaje</i>	62
<i>Ilustración 23: Variación de la ubicación de los anclajes</i>	64
<i>Ilustración 24: Corrección para el diámetro de perforación</i>	69
<i>Ilustración 25: localización del sitio</i>	75
<i>Ilustración 26: Superficie de falla pantalla completa (F.S)</i>	83
<i>Ilustración 27: Desplazamientos máximos pantalla completa</i>	84

## LISTA DE ANEXOS

<b>ANEXO A: MODOS DE FALLA DE CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO.....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO B: UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES. ....</b>	<b>93</b>
<b>ANEXO C: EFECTOS DE LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES DE LAS LONGITUDES DE LOS ANCLAJES</b>	<b>94</b>
<b>ANEXO D: GRAFICOS SIMPLIFICADOS .....</b>	<b>95</b>
<b>ANEXO E: SONDEOS REALIZADOS .....</b>	<b>101</b>
<b>ANEXO F: RESULTADOS DE LOS MODELAMIENTOS .....</b>	<b>103</b>
<b>ANEXO G: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>	<b>137</b>

## RESUMEN

**TITULO: ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.\***

**AUTORES: LIZETH JOHANNA GUTIERREZ CASTRO\*\*  
LUIS DAVID MEDINA CHAPARRO\*\***

**PALABRAS CLAVES:** Amenaza, Deslizamiento, Talud, Geo/slope, Factor de Seguridad, Mohr Coulomb, Estabilidad, PLAXIS. Pantallas, métodos analíticos, elementos finitos,

### DESCRIPCIÓN

En esta investigación se presenta la necesidad de estudiar el comportamiento de las pantallas ancladas en los suelos de Bucaramanga, tomando en cuenta las ventajas que representa el uso de estas pantallas, como ser su fácil modelación a la geometría requerida, la disminución de espacio requerido para el emplazamiento de la obra, en comparación con los muros de gravedad y la Optimización del uso de materiales y reducción de los factores de seguridad que están sobredimensionando estas estructuras, en contra de la economía y haciendo que estas estructuras se mantengan en la inviabilidad y el desuso; puesto que al estudio de suelos con factores empíricos, se le debe de añadir los factores empíricos del estudio de estas estructuras, que por consiguiente acarrear sobre-dimensionamientos a nombre de la seguridad.

Bucaramanga es una ciudad que se encuentra en un boom de la construcción y en particular de estructuras de gran altura, con lo cual se requiere de excavaciones importantes para los sótanos. Esto conlleva a optimizar el proceso de estabilización de dichas excavaciones y las pantallas ancladas surgen como una solución a tal aspecto.

Es necesario analizar el comportamiento de estas, en algunas obras ya existentes, donde en ocasiones se han producido colapsos, teniendo en cuenta el análisis del diseño y del método constructivo que han utilizado, para encontrar los posibles errores y plantear las posibles soluciones, reconociendo que es una propuesta económica, sea un método eficaz en la hora de un proceso constructivo.

---

\*Proyecto de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Vladimir Merchán.

## SUMMARY

**TITLE:** STUDY DESIGN AND SCREENS anchored BUILDING PROCESS IN THE METROPOLITAN AREA BUCARAMANGA.\*

**AUTHORS:** LIZETH JOHANNA GUTIERREZ CASTRO\*\*  
LUIS HERNANDO CALDERÓN TURIZO\*\*

**KEYWORDS:** Threat, Landslide, Slope, Erosion, Geo/slope, Safety Factor, Mohr Coulomb, Stability.

## DESCRIPTION

This research presents the need to study the behavior of the screens anchored in the soil in Bucaramanga, taking into account the advantages of using these screens, such as easy modeling to the required geometry, reduced space required for the construction site, compared to the walls of gravity and optimizing the use of materials and reduction of safety factors that are overstating these structures against the economy and making these structures are maintained and the unfeasibility disuse since the study of soils with empirical factors, you must add the factors of the empirical study of these structures, which therefore carry over-dimensioning the name of security.

Bucaramanga is a city located in a building boom and in particular high-rise structures, which requires significant excavation for basements. This leads to optimize the process of stabilization of anchored excavations and displays emerge as a solution to this issue.

It is necessary to analyze the behavior of these, in some existing works, which sometimes collapses have occurred, taking into account the analysis of design and construction method they have used, to find errors and propose possible solutions, recognizing that is an economic proposition, is an effective method when a constructive process.

---

\*Degree Project

\*\*Faculty of Physical Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Vladimir Merchán.

## 1. INTRODUCCIÓN

En países de climas tropicales como Colombia, conformados por zonas geodinámicamente activas y otras relativamente estables, se presentan los deslizamientos; uno de los riesgos geológicos más destructivos. Estos son los causantes de muertes, ocasionan daños en las infraestructuras viales, produciendo interrupción de la conectividad en gran parte de las ciudades.

Durante las últimas décadas, se ha difundido rápidamente y luego consolidado el uso de la tecnología del concreto proyectado en seco y de los anclajes (o tirantes) post-tensados así como también, más recientemente, de los clavos (*nails*), para en conjunto construir las denominadas pantallas ancladas y claveteadas, comúnmente utilizadas para la estabilización de taludes de corte, casi siempre muy empinados (con inclinaciones H:V de 0.25:1 o de 0.10:1) y también de relevantes dimensiones, con alturas que con cada vez más frecuencia llegan a superar los 20 metros e inclusive los 25 metros.

Por consiguiente nos han llevado a Muchos estudios a nivel mundial con el objeto de analizar las deformaciones que sufre el terreno al amparo de una excavación, cuyas principales conclusiones han estado enfocadas en estimar el orden de magnitud de los máximos desplazamientos, tanto horizontales como verticales, experimentados por el terreno y la estructura, así como también, la influencia que han podido tener sobre las edificaciones adyacentes.

Actualmente, se emplean diferentes métodos de cálculo para estimar los movimientos de las estructuras que sostienen las paredes de una excavación, siendo los programas de cálculo basados en elementos finitos los de mayor uso. La contrastación de las hipótesis planteadas durante la fase de Diseño para el cálculo de los movimientos, con los valores reales producidos durante la ejecución de una obra, ha venido a ser posible con la implementación de control de movimientos, materializados mediante la instrumentación geotécnica.

El Departamento de Santander es susceptible a la ocurrencia de deslizamientos debido a diversos factores relacionados con las condiciones del suelo tales como: topografía, meteorización, sismicidad y lluvias intensas que hacen que el suelo se sature, debilite los estratos y produzca fallas en los taludes, estimulando el suelo al colapso en algunos casos. Es por ello que es importante el estudio y evaluación de la amenaza en estas zonas, para así poder encontrar métodos y tecnologías de estabilización, que van desde obras civiles a recubrimientos con material de origen natural.

De esta manera, y de acuerdo a todo lo expuesto anteriormente, es que la presente Tesis ha planteado como objetivo principal el establecer criterios y parámetros de diseño para la construcción de pantallas ancladas en el área metropolitana de Bucaramanga, que se ajusten en mejor medida al comportamiento de obras ejecutadas.

Para ello, en primer lugar se ha efectuado una revisión bibliográfica que ha permitido analizar aspectos generales del diseño de estructuras de contención flexibles.

También utilizamos como medio de ayuda o apoyo la tecnología; facilitándonos el desarrollo de este proyecto; Para ello, en los siguientes acápite se han planteado los principales objetivos del proyecto y la metodología de trabajo seguida para responder al problema planteado.

## 2. OBJETIVOS Y ALCANCE

### 2.1 OBJETIVO GENERAL

Establecer criterios y parámetros de diseño para la construcción de pantallas ancladas en el área metropolitana de Bucaramanga, que se ajusten realmente al comportamiento de obras ejecutadas.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicar el Método de los Elementos Finitos al estudio de estas estructuras.
- Analizar aspectos generales del diseño de estructuras de contención Flexible y los diferentes modelos de cálculo que existen y emplean actualmente para la construcción de pantallas ancladas en los suelos de Bucaramanga.
- Plantear a las Pantallas Ancladas de Hormigón Armado como una alternativa en la estabilización de taludes y excavaciones.
- Determinar los parámetros y factores que producen la falla en la estabilidad del talud.
- Elaborar la modelación de los taludes con la herramienta Geo-Slope y PLAXIS 2D.

### 3. METODOLOGIA DE TRABAJO

Se han contemplado las siguientes etapas, con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos mencionados.

- ❖ **Fundamentación teórica**
  - Se ve la necesidad de la estabilización de taludes para favorecer la ejecución de obras civiles y por tanto se estudiarán las metodologías de diseño y de construcción.
- ❖ **Análisis de los métodos constructivos de pantallas ancladas**
  - Se tomará información de las metodologías de construcción de las pantallas en las diferentes obras desarrolladas en la ciudad de Bucaramanga.
- ❖ **Análisis de estudio de casos en el área metropolitana de Bucaramanga**
  - Se escogerán algunos de las obras ejecutadas o en proceso de ejecución en el AMB para desarrollar el diseño y seguimiento del proceso constructivo.
- ❖ **Simulación numérica mediante métodos finitos por medio de plaxis**
  - El Método de los Elementos Finitos, dentro de los métodos numéricos, es el más utilizado en la práctica de la ingeniería civil.
  - El Método de los Elementos Finitos tiene aplicación en un espectro amplio de campos de la ingeniería civil, abarcando tanto modelos mecánicos mediante cálculos estáticos o dinámicos para estructuras o cimentaciones, como modelos de potencial aplicables al flujo en medios porosos, transmisión de calor, o electrostático.
  - Se utilizará este programa para realizar los cálculos de estabilidad de las excavaciones del punto anterior (estudio de casos).
- ❖ **Interpretación de resultados**
  - A partir de los análisis anteriores se establecerán los factores más relevantes para el diseño y la construcción de las pantallas ancladas.
- ❖ **Conclusiones y recomendaciones.**

#### 4. GENERALIDADES DEL PROYECTO

Las necesidades de un mayor aprovechamiento de los espacios físicos y la expansión urbana en el Área Metropolitana de Bucaramanga han llevado al empleo del subsuelo como una alternativa para el desarrollo de diferentes obras de construcción, como por ejemplo, sótanos de edificios, aparcamientos subterráneos y vías de comunicación más rápidas. Sin embargo, la construcción subterránea dentro de los límites urbanos actuales, supone grandes riesgos producto de la gran cantidad de edificaciones existentes o la presencia del nivel freático que, en determinados casos, puede llegar a estar muy próximo a la superficie del terreno.

Considerando sólo el aspecto constructivo, una de las soluciones más empleadas actualmente la constituyen las pantallas continuas de hormigón armado. Este tipo de construcción presenta importantes ventajas, como la posibilidad de alcanzar grandes profundidades, con presencia o no del nivel freático, atravesar estratos en los cuales no es posible hincar tablestacas, producir una menor descompresión del terreno, menor ruido y vibración durante su ejecución, entre otras cualidades. Además, como se trata de estructuras flexibles presentan la ventaja de resistir los empujes del terreno deformándose.

En cualquier caso, es importante un adecuado estudio del comportamiento del terreno y, especialmente, de los movimientos originados producto de la excavación al amparo de estas estructuras. Por otra parte, el diseño de los muros pantalla debe poder garantizar, además de la estabilidad propia de la estructura, la seguridad de aquellas que se encuentran en su proximidad.

## 5. ANÁLISIS DE PANTALLAS ANCLADAS

Este capítulo contiene los principios básicos del análisis y diseño de muros anclados de concreto lanzado, los posibles mecanismos de falla, las consideraciones en el análisis y los factores mínimos de seguridad recomendada y descrita en la publicación de la Federal Highway Administration en su publicación Soil Nail Walls.

### 5.1 TRANSFERENCIA DE CARGA EN MUROS ANCLADOS

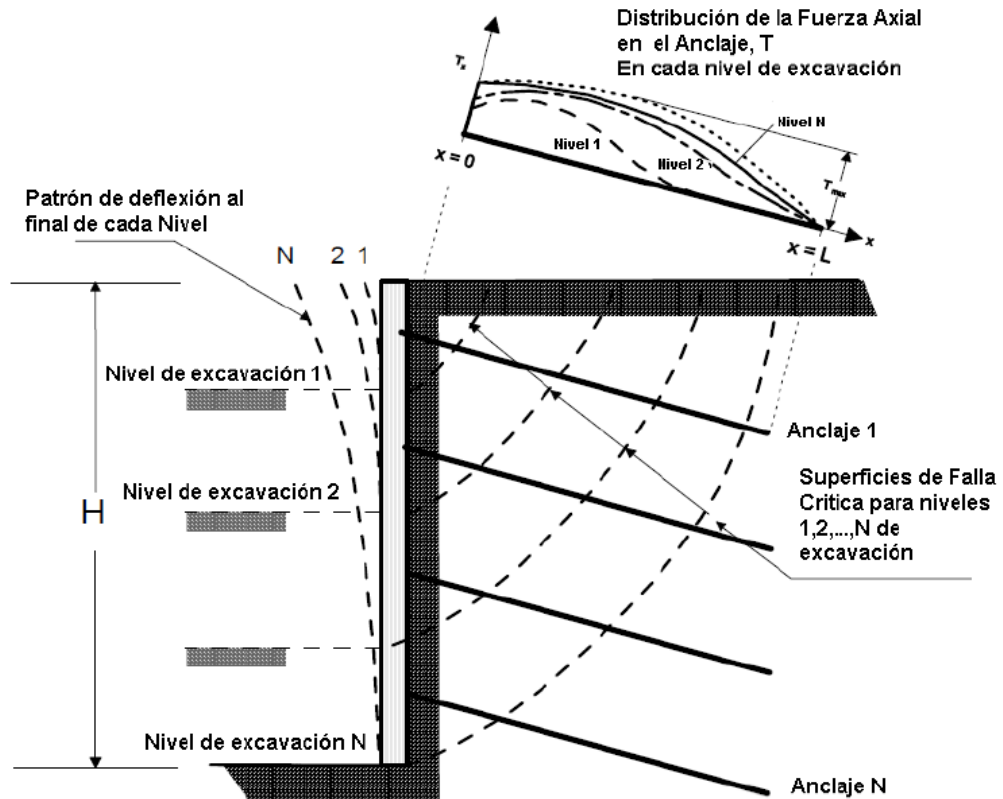
Los procesos de carga durante la construcción de muros anclados son las siguientes:

La excavación del suelo se inicia desde la superficie del terreno y la primera fase de excavación. En donde la porción de suelo superior de la excavación es estable (o al menos es parcialmente estable) antes de la instalación de la primera fila de anclajes. En donde la resistencia del suelo es movilizada a lo largo de la principal superficie potencial de falla, permitiendo que este de pie sin soporte.

Como la primera fila de anclajes y la superficie temporal son instalados, algunas cargas derivan en deformaciones de la parte superior del suelo, que son transferidas a través de esfuerzos de corte a lo largo del anclaje y transferidas dentro en fuerzas axiales.

A medida que avanza la excavación en los diferentes niveles, las deformaciones laterales para cada nivel aumentan, así como la superficie potencial de falla es diferente para cada nivel, ver ilustración 1.

**Ilustración 1: Superficies potenciales de falla y fuerzas de tensión.**



**Fuente:** Soil Nail Walls

Como el tamaño de la zona de contención se incrementa, los esfuerzos de la interface suelo/anclaje y las fuerzas axiales de los anclajes se incrementan. Provocando esfuerzos de tensión que son transferidos detrás de la zona de contención en un efecto de anclaje. Estos esfuerzos últimos tienden a estabilizar la masa potencial al deslizamiento.

Si bien la fuerza de tensión de los anclajes medios e inferiores puede aumentar a medida que aumenta la profundidad de la excavación, la fuerza de tensión en algunos de los anclajes superiores puede disminuir debido a la redistribución de carga.

A medida que la superficie de falla es más profunda y grande, la contribución a la contención de la masa de suelo por los anclajes superiores disminuye, ya que en muchos casos los anclajes superiores pueden ser totalmente ineficaces en la evaluación de superficies de falla profundas. Sin embargo estos anclajes no pueden ser considerados innecesarios porque contribuyen a la estabilidad del sistema en las primeras fases de construcción. En el análisis de muros anclados se consideran dos procesos “durante la construcción” y “después de la construcción” estableciendo condiciones de cargas para cada fase. La situación más crítica puede presentarse después de la construcción del muro, debido a las combinaciones de cargas de diseño a largo plazo (ej. carga muerta, carga viva y tráfico) y cargas extremas (ej. sismos).

## **5.2 ESTADOS LÍMITES**

El análisis y diseño de pantallas ancladas considera dos condiciones limitantes: Estado Límite de Resistencia y el Estado Límite de Servicio.

- **Estado Límite de Resistencia**

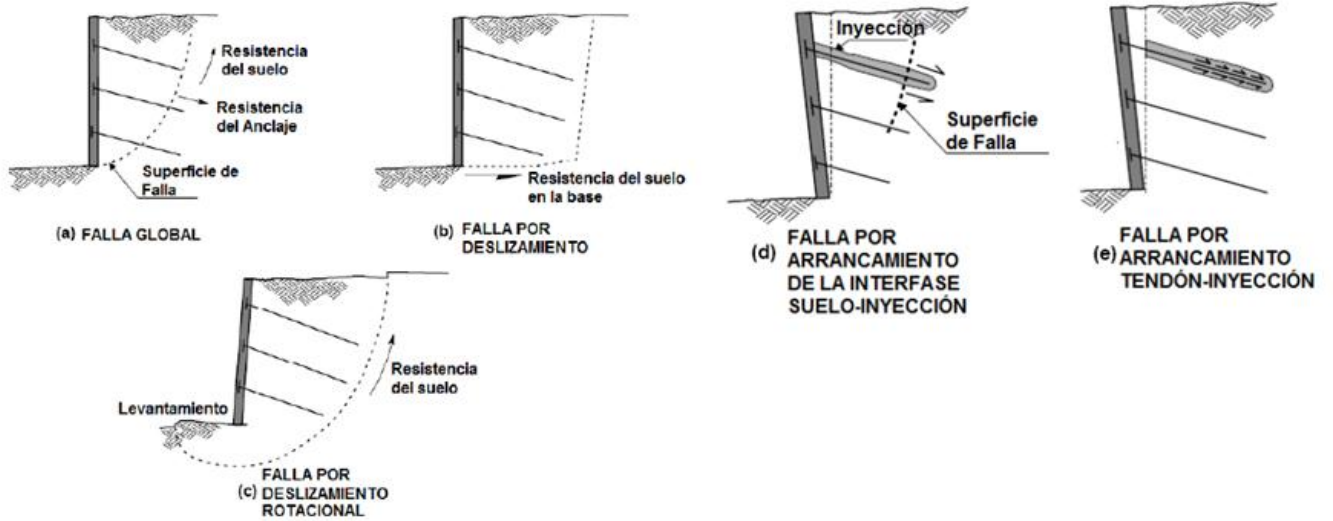
Se refiere a los modos de falla y colapso, en donde las fuerzas aplicadas inducen esfuerzos que son más grandes que las fuerzas de resistencia de todo el sistema o de los componentes individuales del sistema. Este estado límite se presenta cuando uno o más modos potenciales de falla se presentan.

En el diseño se debe asegurar que el sistema sea siempre seguro para cualquier plano potencial de falla. Los modos de falla son clasificados de la siguiente manera y son presentados en la ilustración 2:

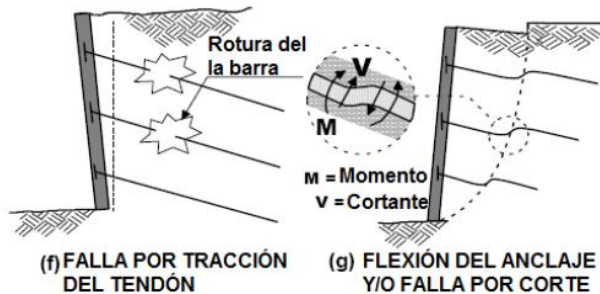
- Modos de falla externos
- Modos de falla internos
- Modos de falla del reforzamiento.

## Ilustración 2: Principales modos de falla

### Modos de Falla Externo

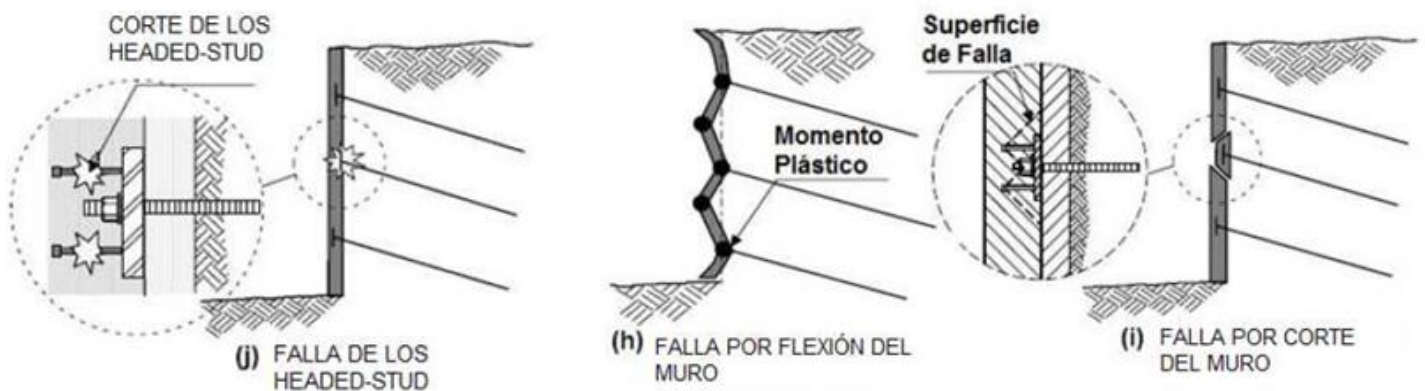


### Modos de Falla Interno



**Fuente:** Soil Nail Walls

### Modos de Falla del Muro



- **Estado límite de servicio**

Este estado límite hace referencia a las condiciones que no implica un colapso, más bien impide un trabajo normal y seguro de la estructura. En el caso de los muros anclados se basa en la excesiva deformación del muro y los criterios de aceptación de estas deformaciones, además se incluye otros factores por ejemplo: roturas del reforzamiento de concreto, fatiga causada por repeticiones de carga, corrosión y falta de sistemas de drenaje.

### **5.3 ESTABILIDAD GLOBAL**

La estabilidad global es referida a una envolvente de todo el sistema como se muestra en la ilustración 2, a; en donde la superficie de deslizamiento pasa por detrás y por debajo del sistema de los anclajes. En este modo de falla la masa retenida excede la resistencia probada por el suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y los anclajes si son intersecados.

#### **5.3.1 Análisis de la estabilidad global con equilibrio-límite**

La estabilidad global de las pantallas ancladas es evaluada en dos dimensiones usando equilibrio-límite, con un análisis convencional de estabilidad al deslizamiento. En este análisis de equilibrio-límite, el deslizamiento potencial de la masa es modelada como un área rígida, fuerzas globales, factores de estabilidad y seguridad que calcula efectos de estabilidad y de inestabilidad.

Dentro del análisis de estabilidad son evaluadas varias superficies potenciales de falla, hasta que la superficie más crítica es obtenida en donde los factores de seguridad son bajos. El método de equilibrio-límite no provee de una predicción de deformaciones, además no puede dar una descripción total de la contribución de cada anclaje en la estabilidad global del sistema basado en un patrón de deformaciones del muro. La estimación de las deformaciones puede ser obtenida usando elementos finitos.

### **5.3.2 Procesos de Análisis de Estabilidad Global**

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

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

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

### **5.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO**

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

Las fallas por deslizamiento pueden ocurrir cuando hay una presión lateral de suelo adicional, movilización por excavaciones, exceder la resistencia a deslizamiento en la base del muro, ilustración 3. Las teorías de Rankine o Coulomb sobre presiones laterales de suelo son usados para la aplicación al análisis de estabilidad al deslizamiento de pantallas ancladas.

El factor de seguridad al deslizamiento FSSL es calculado de la siguiente manera:

$$F_{SSL} = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes Horizontales, R}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales, D}}$$

Donde:

$$\sum R = C_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \varphi_b$$

$$\sum D = P_A \cos \beta$$

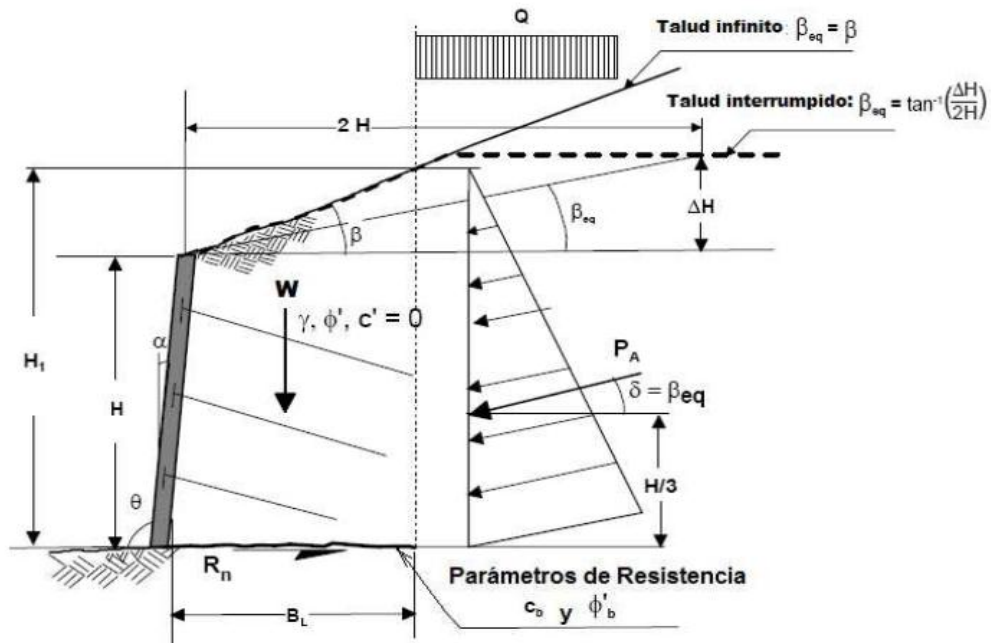
La fuerza de presión lateral activa es definida como:

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

Los términos indicados en las ecuaciones anteriores y mostradas en la ilustración 3 son:

<b>H</b>	Altura del muro.
$\Delta H$	Altura del talud arriba de 2H
<b><math>\beta</math></b>	Ángulo del talud superior detrás del muro
<b><math>\beta_{eq}</math></b>	Ángulo equivalente del superior detrás del muro (Para talud interrumpido $\beta_{eq} = \tan^{-1}(H/2H)$ , para taludes infinitos es $\beta_{eq} = \beta$ ).
<b><math>\alpha</math></b>	Ángulo del revestimiento
<b><math>\theta</math></b>	$\alpha + 90^\circ$
<b>C<sub>b</sub></b>	Cohesión del suelo a lo largo de la base
<b>B<sub>L</sub></b>	Longitud de la superficie de falla horizontal donde C <sub>b</sub> está actuando efectivamente
<b>W</b>	Peso del bloque de suelo anclado
<b>Q<sub>D</sub></b>	Porción permanente de la sobrecarga total QT
<b><math>\varphi'_b</math></b>	Ángulo de fricción interna de la base
<b><math>\varphi'</math></b>	Ángulo de fricción interna del suelo detrás del bloque de suelo anclado
<b><math>\delta</math></b>	Ángulo de fricción interna de la interface muro-suelo (para talud interrumpido, $\delta = \beta_{eq}$ , para talud infinito, $\delta = \beta$ ).
<b><math>\gamma</math></b>	Peso unitario de la masa de suelo
<b>H<sub>1</sub></b>	Altura efectiva sobre la cual la presión del suelo actúa ( $H_1 = H + (B - H \tan \alpha) \tan \beta_{eq}$ ).
<b>K<sub>A</sub></b>	Coefficiente de presión activa para el suelo detrás del sistema muro anclando

Ilustración 3: Estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado.



Fuente: Soil Nail Walls

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

Según la Teoría de Coulomb:

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

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

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

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

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

#### 5.4.1 CAPACIDAD DE CARGA

La evaluación de la capacidad de carga puede ser de utilidad cuando la excavación es realizada en suelos blandos de grano fino, ver la ilustración 4.

Porque el reforzamiento no se extiende por debajo del fondo de la excavación, la carga desbalanceada causada por la excavación puede causar que el fondo de la excavación se levante y se presenta una falla por falta de capacidad de carga de la cimentación.

El Factor de seguridad contra el levantamiento propuesto por Terzaghi en 1996 es:

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

Donde:

$S_u$  = Resistencia al corte no drenado del suelo

$N_c$  = Factor de capacidad de carga (ilustración 4.)

$\gamma$  = Peso unitario del suelo detrás del muro

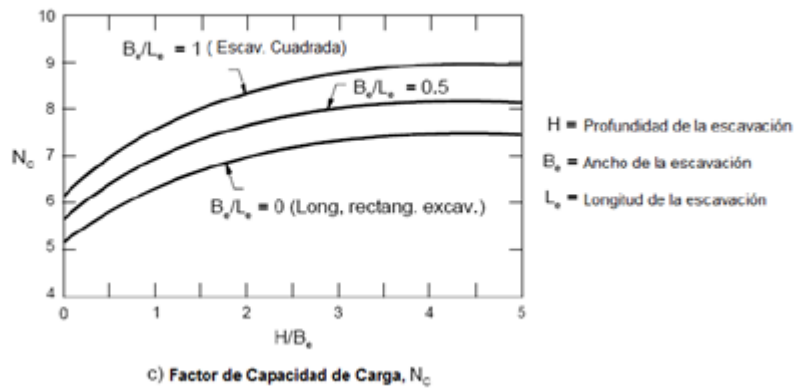
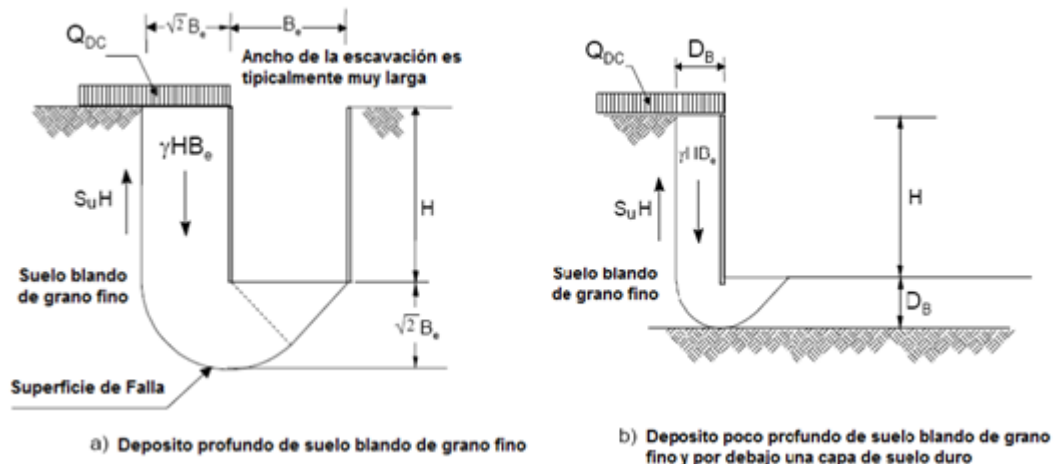
$H$  = Altura del muro

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

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

El factor de capacidad de carga,  $FS_H$ , puede ser adoptado como 2,5 a 3, para muros temporales o permanentes.

**Ilustración 4: Análisis de capacidad de carga**



**Fuente:** Soil Nail Walls

**5.5 MODOS DE FALLA INTERNA**

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

medida que la fuerza de adherencia se moviliza, las fuerzas de tracción en el anclaje se desarrollan.

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

Los modos típicos de falla interna son:

- Falla por arrancamiento del anclaje.
- Deslizamiento de la interface barra-lechada.
- Falla por tensión del anclaje.

### 5.5.1 FALLA POR ARRANCAMIENTO DEL ANCLAJE

Es uno de los principales métodos de falla. Este modo de falla puede ocurrir cuando la capacidad de arrancamiento por unidad de longitud es insuficiente o cuando la longitud del anclaje es insuficiente. El arrancamiento por unidad de longitud es definida como:

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

Dónde:

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

**D<sub>DH</sub>** = promedio del diámetro efectivo del agujero de perforación.

El modo de transferencia del esfuerzo en el anclaje se lo muestra en la ilustración 5. La movilización de la distribución de los esfuerzos no es uniforme, ya que depende de varios factores incluyendo la longitud del anclaje, la magnitud de la fuerza de tensión aplicada, las características de la lechada y las condiciones del suelo. Como una simplificación se asume que es constante a lo largo del anclaje, con una transferencia constante de carga, Q. Como resultado la fuerza del anclaje en el final de la longitud de arrancamiento es, L<sub>p</sub>, se la expresa como:

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

Con:

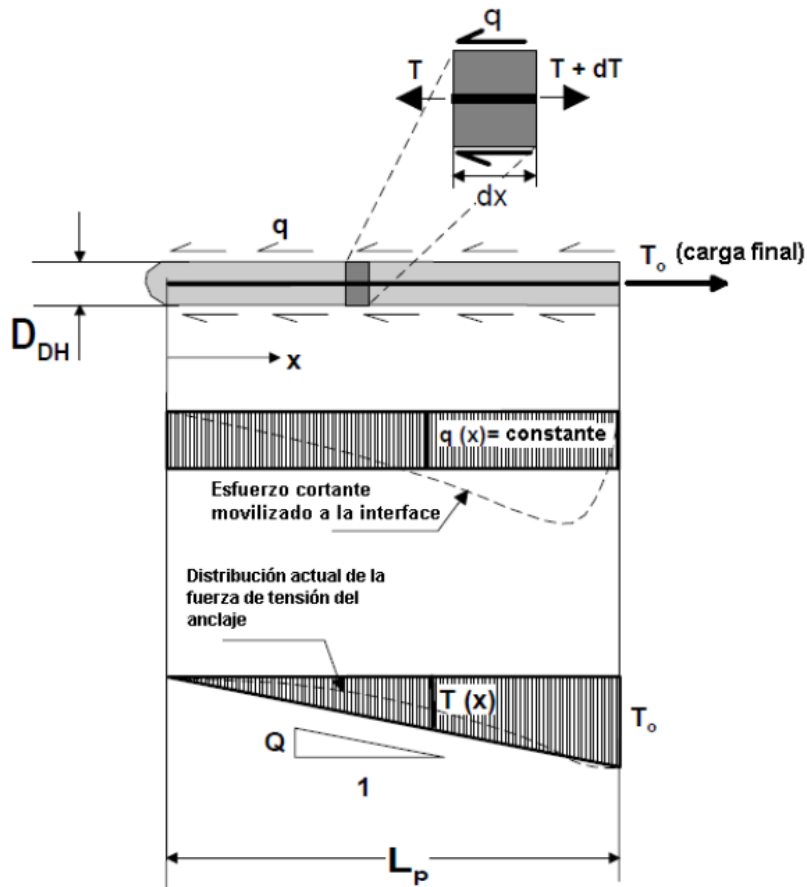
$$Q_u = \pi q_u D_{DH}$$

Donde:

**Q<sub>u</sub>** = Capacidad al arrancamiento por unidad de longitud

**q<sub>u</sub>** = Resistencia última al arrancamiento

**Ilustración 5: Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje**



**Fuente:** Soil Nail Walls

Los valores típicos de la resistencia de adherencia última para varios tipos de suelos y métodos de perforación son presentados en la Tabla 1.

**Tabla 1. Estimación resistencia de adherencia última de los anclajes en suelo y rocas, para diferentes métodos de perforación.**

<b>Material</b>	<b>Método de Construcción</b>	<b>Tipo de suelo / roca</b>	<b>Esfuerzo último al arrancamiento, <math>q_u</math> (KPa)</b>	
Roca	Perforación por rotación	Caliza margosa	300 - 400	
		Filita	100 - 300	
		Cal	500 - 600	
		Dolomita blanda	400 - 600	
		Dolomita fisurada	600 - 1000	
		Arenisca erosionada	200 - 300	
		Lutita erosionada	100 - 150	
		Esquisto erosionada	100 - 175	
		Basalto	500 - 600	
		Pizarra/Lutita dura	300 - 400	
Suelos de cohesión baja	Perforación por rotación	Arena/grava	100 - 180	
		Arena limosa	100 - 150	
		Limo	60 - 75	
		Piedmont residual	40 - 120	
		Coluvión fino	75 - 150	
	Driven Casing	Arena/grava	190 - 240	
		Baja sobrecarga	280 - 430	
		Alta sobrecarga	380 - 480	
		Morena compacta	100 - 180	
		Coluvión		
	Barrenado	Relleno de limo arenoso	20 - 40	
		Arena fina limosa	55 - 90	
Limo arcilloso arenoso		60 - 140		
Jet Grouted	Arena	700		
	Arena/grava	380		
Suelos de grano fino	Perforación por rotación	Limo arcilloso	35 - 50	
	Driven Casing	Arcilla limosa	90 - 140	
		Barrenado	Loess	25 - 75
			Arcilla blanda	20 - 30
Arcilla limosa	40 - 60			
Relleno de arcilla limosa	40 - 100			
Arcilla arenosa calcárea	90 - 14			

Notas:

Estos valores de resistencia de adherencia última es afectado por:

- Condiciones del terreno alrededor del anclaje (tipo de suelo y condiciones).
- Instalación de los anclajes incluyendo:
  - Método de perforación
  - Procesos de inyección
  - Tipo de lechada de cemento
- El espesor de recubrimiento de lechada alrededor del anclaje.

La resistencia de adherencia última en suelos puede ser medida en campo utilizando la siguiente expresión.

$$q_u(\text{kpa}) = 14P_L(6 - P_L)$$

Donde:

**PL** = a la presión límite medida en MPa.

**qu** = resistencia de adherencia última en KPa.

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

$$q_{ALL} = \frac{q_u}{FSP}$$
$$R_{pALL} = \frac{R_p}{FSP}$$

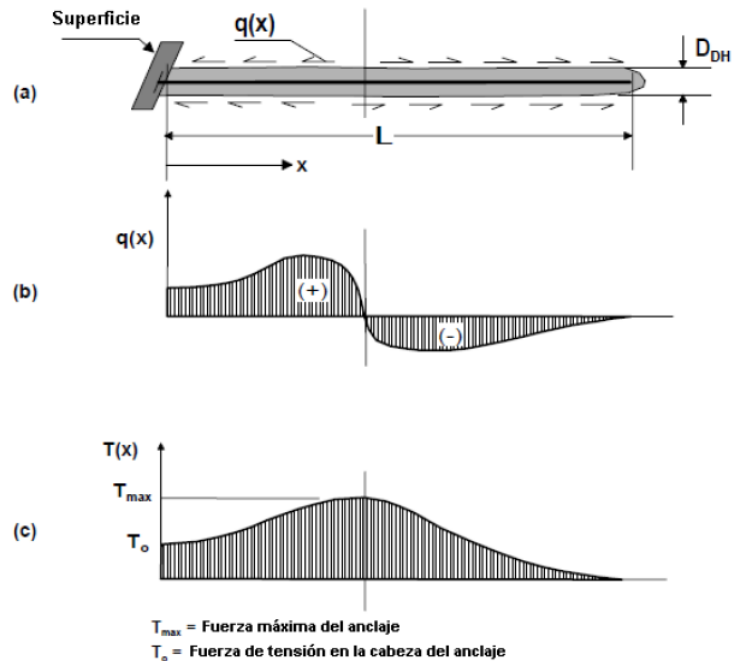
Donde FSP es el factor de seguridad a falla por arrancamiento. En general, un factor mínimo de seguridad de 2 para falla por arrancamiento.

### **5.5.2 INTERACCIÓN SUELO-ANCLAJE Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE TENSIÓN**

La interacción del suelo-anclaje es compleja. La porción del anclaje detrás de la superficie de falla por ejemplo la zona del anclaje es arrancada afuera del talud del suelo. Las fuerzas de tensión en el anclaje, T, varía desde la zona de anclaje hasta la superficie de la siguiente manera: empieza en cero en el final del anclaje,

aumenta al máximo valor,  $T_{max}$ , en la longitud intermedia del anclaje y decrece a un valor de  $T_o$  en la superficie, ilustración 6

**Ilustración 6: Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje**



**Fuente:** Soil Nail Walls

La máxima fuerza de tensión en la barra, no ocurre necesariamente en el punto donde cruza la superficie de falla por el anclaje. La movilización del esfuerzo de corte a lo largo de la interface suelo-lechada,  $q$ , no es uniforme, en realidad, los cambios de positivo a negativo, como se muestra en la ilustración 6, a y b. La distribución esquemática de la fuerza de tensión,  $T$ , a lo largo del anclaje se muestra en la ilustración 6, c.

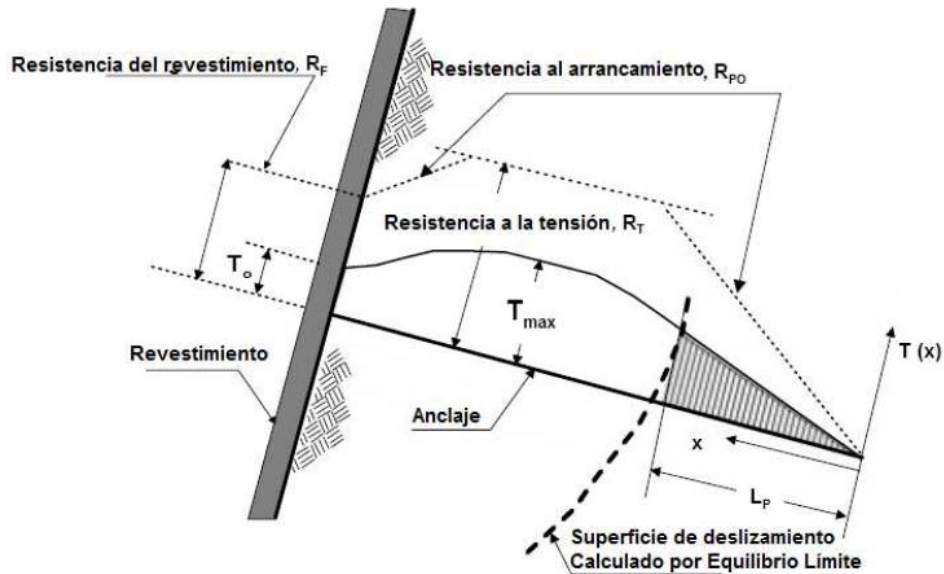
Una distribución simplificada de las fuerzas de tensión a lo largo del anclaje se muestra en la ilustración 7. La fuerza de tensión en el anclaje aumenta en una pendiente constante,  $Q_u$ . Las siguientes tres condiciones de la fuerza de tensión máxima son:

El valor de  $T_{max}$  es limitado por tres condiciones limitantes:

- La capacidad del arrancamiento,  $RP$
- La capacidad de tensión,  $RT$

- La capacidad del revestimiento,  $R_F$

**Ilustración 7: Distribución simplificada de la fuerza de tensión del ancla**



**Fuente:** Soil Nail Walls

**RT** = Resistencia a la tensión

**RF** = Resistencia del revestimiento

**RP** = Resistencia al arrancamiento

**Qu**´ **qu** = Relación de transferencia de carga última y resistencia de adherencia

**To**  $\approx$  0.6-1.0  $T_{max}$

1) **RP** < **RT** < **RF** (Control de arrancamiento mostrado en el ejemplo anterior).

2) **RT** < **RP** < **RF** (Control de falla por tensión).

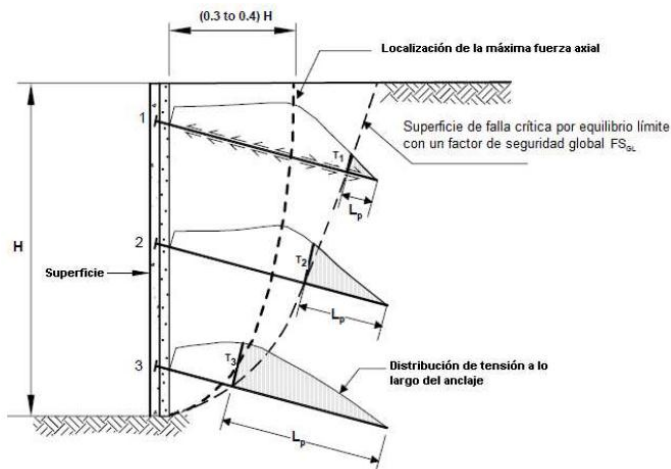
3) **RF** < **RP** o **RT** (La falla del revestimiento se puede controlar dependiendo de  $T_o/T_{max}$ )

La distribución máxima de las fuerzas de tensión, es una función de la localización de los anclajes con el cruce de la superficie de falla, como se muestra en la ilustración 8. Las fuerzas máximas de tensión en la porción superior ocurren aproximadamente entre 0,3H a 0,4H detrás del muro.

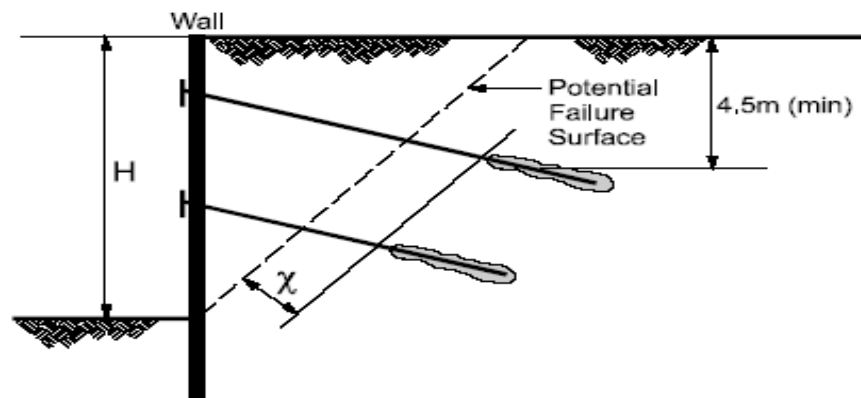
En la porción baja del muro, las fuerzas máximas de tensión ocurren aproximadamente entre 0,15H a 0,20H detrás del muro.

La localización de la superficie de falla determina la longitud de anclaje detrás de la superficie de falla, LP. Las fuerzas de tensión pueden incrementarse moderadamente en un 15% en el periodo comprendido entre las condiciones finales de construcción y las condiciones a largo tiempo. Esta carga adicional no es calculada ya que es tomada en cuenta en las consideraciones de diseño por los factores de seguridad.

**Ilustración 8: Localización esquemática de las fuerzas de tensión máximas**



**Fuente:** Soil Nail Walls



Minimum unbonded length = 3m (bar)  
4.5m (strand)

$\chi = 1.5\text{m}$  or  $0.2H$ , whichever is greater

**(a) Wall cross section**

### 5.5.3 DISEÑO PARA LA FALLA POR TENSIÓN DEL ANCLAJE

Un diseño balanceado para todos los modos de falla internos se consigue cuando, la resistencia del suelo puede ser completamente movilizada congruentemente con toda la resistencia a la tensión del anclaje al mismo tiempo. En otras palabras, cuando el FSG = 1,0 (movilización total del suelo), el factor de seguridad para la resistencia a la tensión, FST = 1,0 (movilización de toda la tensión del anclaje). La fuerza de tensión en el anclaje para estas condiciones es la fuerza de diseño máxima en el anclaje  $T_{max-s}$ . Cuando las cargas constantes son mantenidas, el diseño de la fuerza  $T_{max-s}$ , va a aumentar cuando el FSG > 1,0. Esto es causado por el FSG > 1, la resistencia del suelo no es completamente movilizada y las fuerzas de tensión deben compensar para conseguir equilibrio. Por lo tanto el calcular el  $T_{max-s}$  directamente desde el análisis de estabilidad global dado por un FSG > 1 es muy conservador. Una buena aproximación de la carga de diseño máxima del anclaje  $T_{max-s}$ , puede ser obtenida por la siguiente relación:

$$\frac{T_{max-s}}{T_{max}} = \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}}$$

$T_{avg-s}$  = Promedio de la carga de diseño del anclaje es reportado en los programas de computador en los “output files” como el “Maximum Average Reinforcement Working Force”.

La fuerza de diseño  $T_{max-s}$  es usado para verificar la capacidad de falla por tensión, la cual es definida cuando la fuerza longitudinal  $T_{max-s}$ , es más grande que la capacidad de tensión de la barra del anclaje  $R_T$ , la cual es definida como:

$$R_T = A_t f_y$$

Donde:

$A_t$  = Sección transversal de la barra del anclaje

$f_y$  = La resistencia a la fluencia de la barra del anclaje

La capacidad de tensión proporcionada por la lechada es despreciada, debido a la diferencia de rigidez entre la lechada y el anclaje.

Los valores aceptables de la capacidad de tensión son usados en el diseño son:

$$R_{TALL} = \frac{R_T}{FS_T}$$

Dónde:

$FS_T$  = Factor de seguridad a las fallas por tensión, en general un factor mínimo de seguridad es 1.8; adoptado para cargas estáticas.

## 5.6 MODOS DE FALLA POR CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO

Los más comunes modos de fallas potenciales de la conexión de la cabeza del anclaje y el revestimiento son presentados en la ilustración 2, h-i-j, y que son detalladas en el anexo A

- Fallas por flexión (considerado por separado para superficies temporales y permanentes).
- Falla por tensión del Conector de cortante (“headed-stud”) (considerado solo para superficies permanentes).

Para cada uno de estos modos de falla, la cabeza del anclaje y la superficie puede ser diseñada con una capacidad mayor de la fuerza máxima de tensión de la cabeza del anclaje  $T_0$ .

Dimensiones aproximadas, resistencias, reforzamiento de la superficie y una conveniente cabeza del anclaje, con adecuados factores de seguridad para todos los modos potenciales de falla.

### 5.6.1 FUERZAS DE TENSIÓN EN EL REVESTIMIENTO DEL MURO

La fuerza de tensión del anclaje en la superficie del muro,  $T_0$ , es menor o igual a la fuerza máxima de tensión, por comparaciones la relación entre la fuerza normalizada de la cabeza de anclaje y la fuerza máxima del anclaje varía desde 0,6 a 1,0. En la mitad superior del muro, el rango normalizado de la fuerza en la cabeza del anclaje está entre 0,4 y 0,5, y en la mitad baja del muro las fuerzas

decrecen gradualmente y tienden a ser cero en el fondo. Considerando el área de influencia y la normalización, la cabeza del anclaje y la fuerza de tensión varía desde:

$$T_o = 0,60K_A\gamma H \quad \text{a} \quad T_o = 0,70K_A\gamma H$$

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

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

Esta recomendación es incorporada en este documento y es formalmente expresada como:

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

Dónde:

$T_o$  = Fuerza de tensión de diseño de la cabeza del anclaje.

$T_{\max-s}$  = Fuerza de tensión de diseño máxima obtenida desde el análisis de estabilidad global usando resultados de programas computacionales por ejemplo Plaxis.

$S_{\max}$  = Máximo espaciamiento de los anclajes, usando un espaciamiento máximo horizontal y vertical, SV y SH, en la ecuación anterior.

Para un espaciamiento típico de la cabeza del anclaje de 1,5 m, la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje corresponde a cargas de servicio del revestimiento recomendadas cerca de 0,7 veces la carga de servicio máxima del anclaje.

## 5.6.2 FALLA POR FLEXIÓN

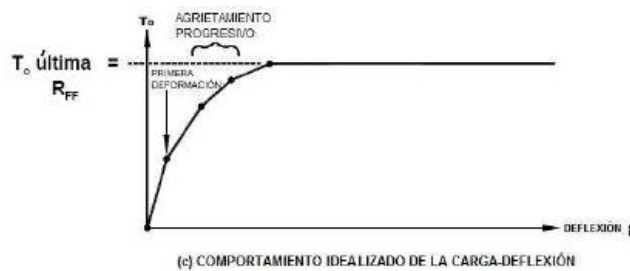
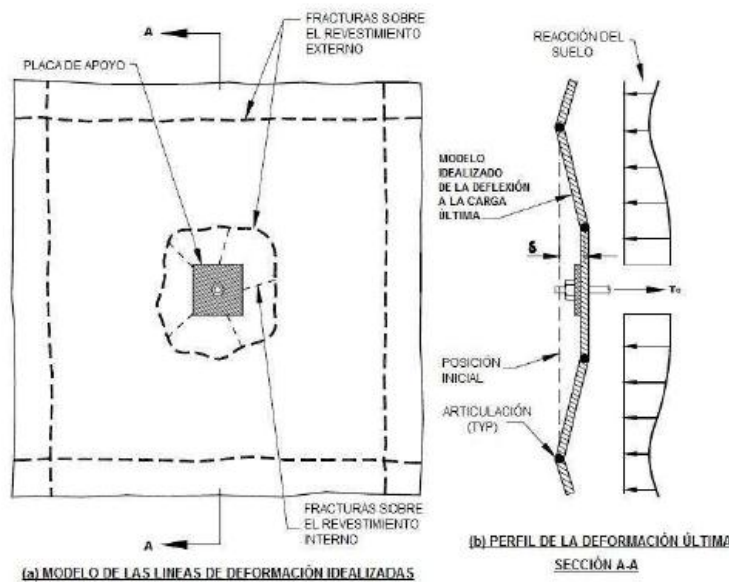
El reforzamiento de una pantalla anclada puede ser considerado como una plancha o losa de concreto reforzado continuo donde la carga es la presión lateral del suelo actuando sobre el revestimiento del muro y los soportes son las fuerzas de tensión en los anclajes, ilustración 9.

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

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

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

**Ilustración 9: Falla por flexión progresiva en revestimiento del muro**



**Fuente:** Soil

Nail Walls

## 5.7 DEFORMACIONES DE MUROS ANCLADOS

### 5.7.1 DESPLAZAMIENTO DEL MURO

Durante la construcción y después de la construcción de un muro anclado de concreto lanzado, el suelo detrás de este tiende a deformarse hacia afuera. El momento es iniciado por un incremento rotacional en el pie del muro, similar al momento de un muro de retención cantiléver. En general, los desplazamientos horizontales y verticales de la pared o del muro dependen de:

- La altura del muro,  $H$ , (las deformación aproximadamente aumenta linealmente con respecto a la altura del muro).
- La geometría del muro (un muro vertical produce más deformaciones que un muro inclinado)
- El tipo de suelo alrededor de los anclajes (en los suelos blandos se producen más deformaciones)
- El espaciamiento de los anclajes y la profundidad de la excavación (espaciamientos largos de los anclajes, mayor profundidad de la excavación genera más deformaciones).
- La factor de seguridad global (para pequeños FSG son asociados con mayores deformaciones).
- La relación longitud del anclaje/longitud del muro (pequeñas longitudes de los anclajes en relación con la longitud del muro genera mayores deformaciones horizontales).
- La inclinación del anclaje (anclajes más inclinados tienden a producir mayor deformación horizontal debido a la movilización menos eficiente de las cargas de tensión en los anclajes).
- Las magnitudes de sobrecarga (aumentos permanentes de sobrecarga genera incrementos en la deformación del muro).

Datos empíricos mostrados para muros anclados con una relación típica  $L/H$  entre 0,7 y 1,0 y con despreciables sobrecargas, los valores típicos de seguridad global (FSG) son de 1,5, y el máximo desplazamientos horizontal y vertical a largo tiempo

de la parte superior del muro,  $\delta_h$  y  $\delta_v$ , respectivamente puede ser estimado de la siguiente manera:

$$\delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i \times H \quad H = \text{Altura del muro}$$

Dónde:

$\left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i$  = Relación dependiente de las condiciones del suelo “i”, ver Tabla 2.

Los valores de la zona de influencia mostrados en la ilustración 10, donde las deformaciones del terreno son visibles, son definidos por una distancia horizontal detrás del muro anclado de concreto lanzado,  $D_{DEF}$ , y puede ser estimada con la siguiente expresión:

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

Dónde:

$\alpha$  = Ángulo de inclinación del muro

$C$  = Coeficiente indicado en la Tabla 2.

**Tabla 2. Valores de  $\left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i$  y  $C$  en funciones de las condiciones del suelo**

VARIABLE	SUELOS RÍGIDOS Y ROCAS	SUELOS ARENOSOS	SUELOS DE GRANO FINO
$\delta_h/H$ y $\delta_v/H$	1/1000	1/500	1/333
$C$	1,25	0,8	0,7

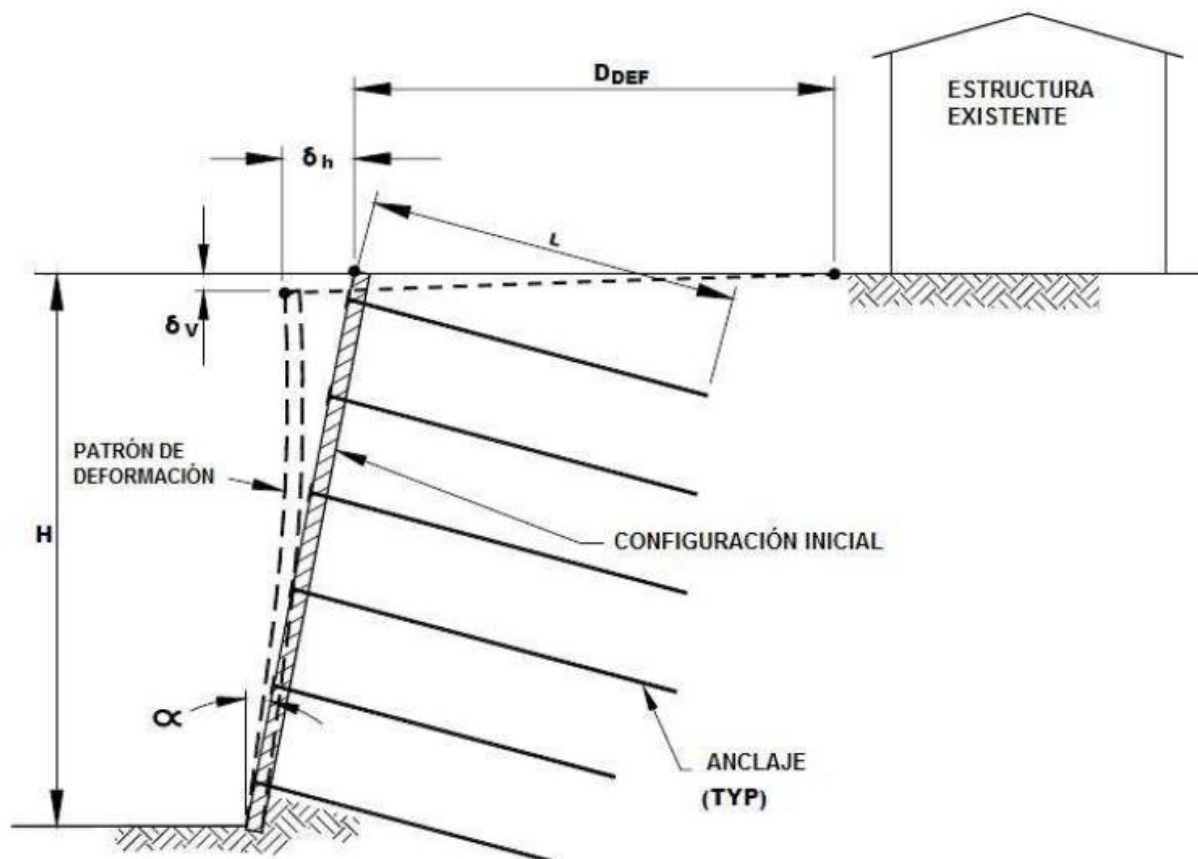
Como una primera estimación, las deflexiones horizontales son mayores a  $0,005H$  durante la construcción debería ser una causa de interés y que son generalmente un límite superior de desempeño aceptable. Cuando excesivas deformaciones se consideran muy probable con una configuración específica del muro, algunas modificaciones al diseño original pueden ser consideradas.

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

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

Como resultado de este movimiento, la tensión adicional se desarrolla en los anclajes. En general, los suelos de grano fino de alta plasticidad (es decir, aproximadamente el  $IP > 20$ ) y alto contenido de agua (tal que  $IL > 0,2$ ) tienden a incurrir en una deformación por períodos más largos de tiempo.

**Ilustración 10: Deformación del muro anclado de concreto lanzado**



**Fuente:** Soil Nail Walls

## 5.8 FACTORES DE SEGURIDAD

Los factores de seguridad recomendados en la Tabla 3 solo son aplicables al método ASD (Allowable Stress Design) donde las cargas no son mayoradas.

**Tabla 3. Factores de seguridad mínimos recomendados para muros anclados de concreto lanzado**

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

Notas:

1) Para estructuras permanentes no críticas, se pueden aceptar un diseño para cargas estáticas y las condiciones a largo plazo con  $FSG = 1,35$  cuando la incertidumbre es baja debido a la suficiente información geotécnica y la experiencia local exitosa en proyectos similares.

2) El segundo conjunto de factores de seguridad para la estabilidad global se aplica en el caso de excavaciones temporales que no son compatibles para un

máximo de 48 horas antes de que los anclajes son instalados. El valor más grande se puede aplicar a estructuras más críticas o cuando existe más incertidumbre con respecto a las condiciones del suelo.

3) Los factores de seguridad para la capacidad de carga son aplicables cuando se utilizan ecuaciones estándar de capacidad de carga. Al utilizar los programas de análisis de estabilidad para evaluar los modos de falla, los factores de seguridad para la estabilidad global se aplican.

## **5.9 DISEÑO DE DRENAJES**

El control mínimo del escurrimiento del agua superficial y flujo interno se asocia con agua suspendida o al localizar áreas de filtración. Un canal interceptor de agua superficial se excava a lo largo de la parte superior de la excavación y cubre con concreto, se aplica durante el primer nivel de la excavación, es un elemento recomendado para controlar flujos de agua superficial.

Para el control a largo plazo se utiliza tiras de geocompuestos para drenaje:

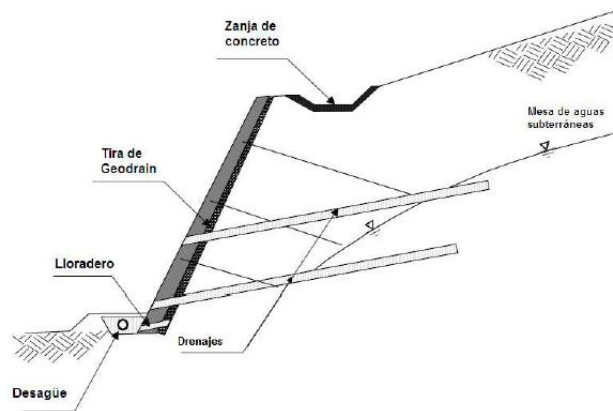
Estos elementos son aproximadamente tiras de material sintético 300 a 400 mm de ancho. Las tiras se colocan verticalmente contra la excavación a lo largo de la profundidad entera del muro que se muestra en la ilustración 11.

El espaciamiento horizontal generalmente está igual al espaciamiento horizontal de los anclajes. En la parte baja de las tiras debe haber en una cañería de desagüe que corre a lo largo de la base del muro o a través de agujeros al fondo del muro. Para una excavación muy irregular.

En algunos casos, las tiras de drenaje pueden intercalarse entre la construcción del revestimiento de concreto lanzado y un revestimiento permanente. El diámetro del tubo de drenaje puesto es de 50 a 75 mm y deberá pasar a través del revestimiento construido.

El ingeniero de campo necesita mantener una guía de inspección y construcción, para asegurar que la actuación del sistema de drenaje no se impacte durante la

instalación del concreto lanzado. Si no se puede garantizarse una construcción efectiva, el efecto del nivel del agua subterránea necesita ser considerado en el análisis.



**Fuente:** Soil Nail Walls

**Ilustración 11: Drenajes en muros anclados**

- **Lloradero:**

Estos son típicamente de 300 a 400 mm de largo y de 50 - a 100-mm de diámetro, estas tuberías de PVC conduce a través del revestimiento el agua al desagüe.

- **Drenajes:**

Pueden instalarse horizontales o ligeramente inclinado donde es necesario controlar las presiones del agua subterránea. Estos tubos perforados de PVC son de 50 mm de diámetro, con una inclinación de 5 a 10 grados con respecto a la horizontal.

Son típicamente más largos que la longitud de los anclajes y sirven para impedir que el agua freática entre en contacto con los anclajes o el sistema de muro anclado de concreto lanzado, como lo mostrado en la ilustración 14.

- **Zanja de Concreto:**

Sirve para controlar el agua superficie permanente instalando una zanja de interceptación detrás de la superior del muro para impedir la infiltración del agua superficial detrás del muro o fluir encima del muro.

Una capa vegetativa también ha sido usado reducir o retardar infiltración de agua en el suelo.

- **Tiras de drenaje geocompuesto:**

Estos elementos son tiras de material sintético de aproximadamente 300 a 400 mm (12 a 16 pulgadas) de ancho. Se colocan las tiras verticales contra el corte de la excavación y a lo largo de toda la profundidad del corte (ilustración 11 e ilustración 12).

El espaciamiento horizontal es generalmente el mismo que el espacio horizontal de los anclajes. El extremo inferior de las tiras son introducidas en un tubo de drenaje que corre a lo largo de la base de la pared o a través de agujeros de drenaje en la parte inferior de la pared. Para una excavación muy irregular, la colocación de tiras de drenaje prefabricadas contra la cara excavada es difícil y poco práctica.

**Ilustración 12: Tiras de drenaje bajo el concreto lanzado temporal**



Soil Nail Walls

**Fuente:**



**Ilustración 13: Detalles de un geocompuesto**

El tubo de PVC debe ser ranurado, como se muestra en la ilustración 13.

Aunque las tuberías de drenaje se instalan normalmente después de que los anclajes están en su lugar y el concreto lanzado se aplica para evitar que la lechada o el concreto lanzado entren en el dren, también pueden ser aplicados antes de la aplicación de concreto lanzado. En este caso, un tapón y tapas temporales de PVC se deben utilizar para evitar que el concreto lanzado entre en el orificio del drenaje y la obstrucción de las ranuras de drenaje o perforaciones.



**NOTAS :**

1. UNA TAPA DE PROTECCIÓN NECESITA SER REMOVIDA DESPUÉS DEL FINAL DE SER APLICADO EL CONCRETO LANZADO.
2. ESPACIAMIENTO DE LOS DRENAJES ES TÍPICO DE 3,3 m (10 ft).

**DETALLE DE UN DRENAJE TÍPICO**

**Ilustración 14: Detalles de un drenaje típico**

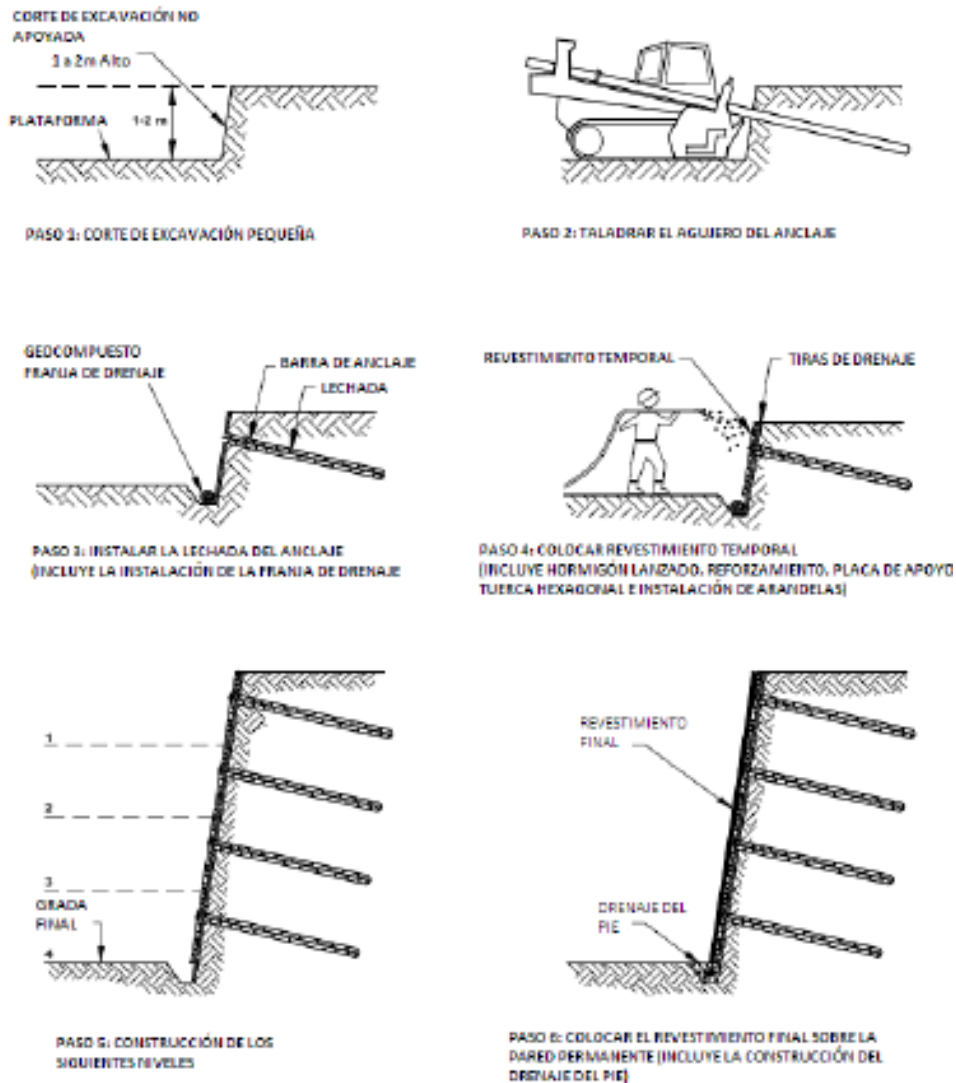
## 6. INVESTIGACION EN CAMPO

### 6.1 PROCESOS CONSTRUCTIVOS

#### 6.1.1 FASES DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS

La secuencia típica de construcción para los muros anclados de concreto lanzado usando barras de acero, descritos en la siguiente ilustración 15.

Ilustración 15: Fases de construcción



**Fuente:** Soil Nail Walls

PASO 1. Excavación.

PASO 2. Perforación del hueco del anclaje.

PASO 3. Instalación del anclaje e inyección de la lechada.

PASO 4. Construcción del revestimiento temporal.

PASO 5. Construcción de los consecuentes niveles.

PASO 6. Construcción de un revestimiento permanente.

#### 6.1.1.1 EXCAVACIÓN

La excavación inicial se realiza a una profundidad en donde el talud tiene la capacidad para mantenerse sin soporte por un corto período de tiempo, en el orden de 24 a 48 horas. La profundidad de la excavación suele estar entre 1 y 2 m y llega ligeramente por debajo de la altura donde se instalarán los anclajes. El perfil del talud excavado no debe ser demasiado irregular para reducir al mínimo las cantidades excesivas de concreto lanzado. Perfiles de suelos que contienen cantos rodados y/o piedras pueden requerir de una excavación manual y deben ser removidos en su totalidad o parcialmente.

**Ilustración 16: Excavación inicial e instalación del anclaje**



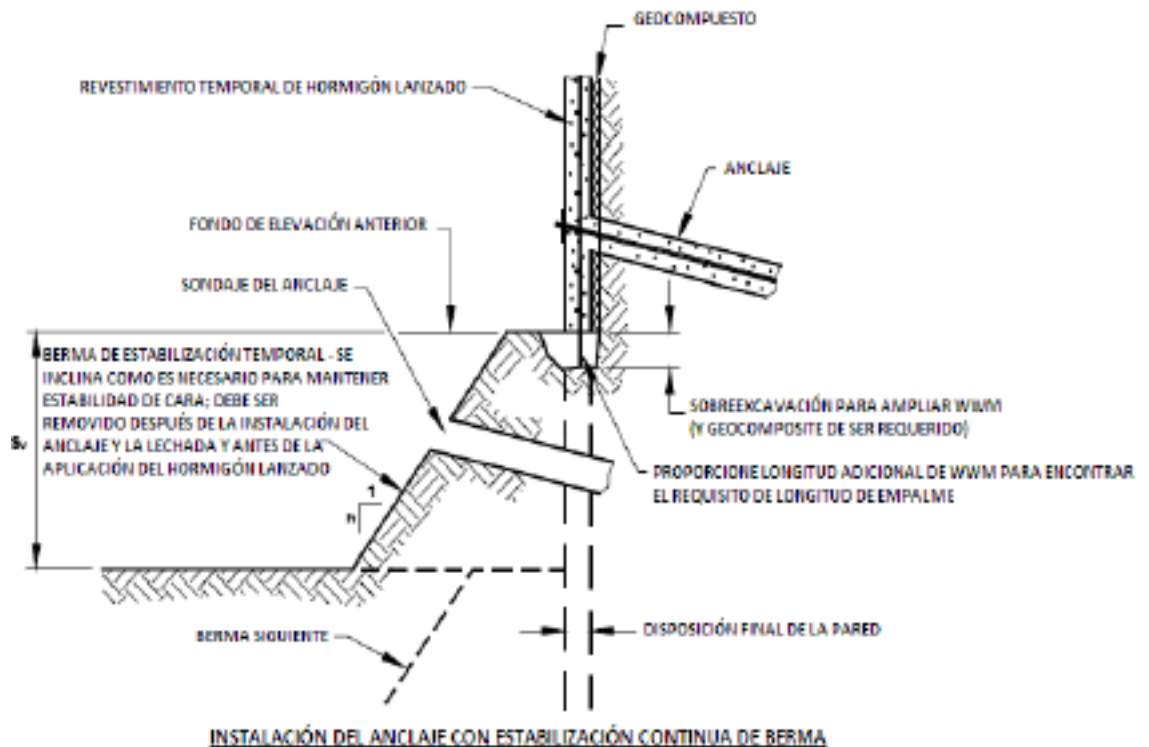
**Fuente:** Soil Nail Walls.

El siguiente nivel de excavación no deberá proceder antes de terminar la aplicación de los anclajes y después de completar los ensayos de aceptación de los anclajes y la aceptación del nivel estabilizado. La lechada de cemento y el concreto lanzado deberá tener un tiempo de curado de por lo menos 72 horas, antes del siguiente nivel de excavación. Para los casos donde la excavación no puede permanecer sin soporte en un periodo de tiempo requerido, una berma continua puede ser empleada para estabilizar la sección de la excavación sin

soporte (ilustración 17). En este caso los anclajes se han instalado e inyectado primero a través de la berma de estabilización.

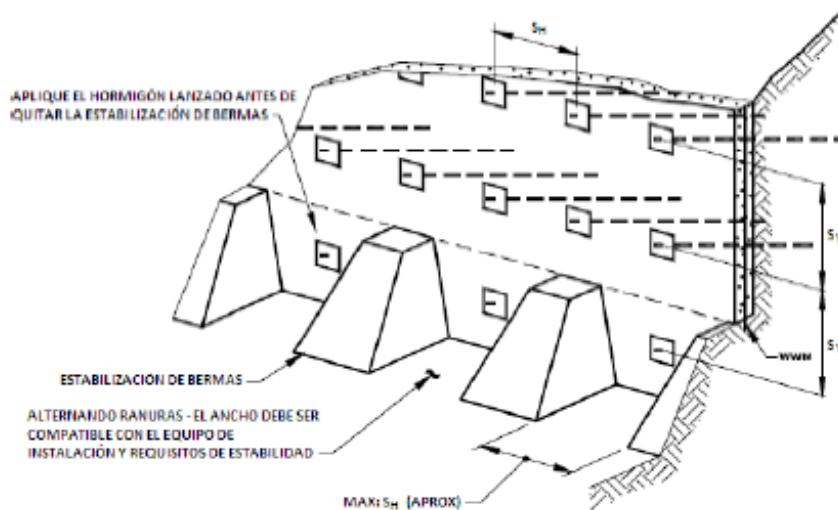
A continuación, la berma es excavada y el concreto lanzado se aplica lo largo de todo el nivel excavado. Por otra parte, la berma de estabilización pueden ser removida en secuencia en la que se alternan con franjas de excavación, los paneles de la berma de estabilización se crean en el medio, ver la ilustración 18 El ancho de las franjas de la excavación no debe superar el espaciamiento horizontal de los anclajes.

**Ilustración 17: Ejemplo de excavación alternativa, estabilización con berma**



**Fuente:** Soil Nail Walls.

**Ilustración 18: Ejemplo de excavación alternativa, estabilización de ranura segmentada**



**Fuente:** Soil Nail Walls

### 6.1.1.2 PERFORACIÓN DEL TERRENO.

La perforación de los agujeros es realizada con la instalación de barrenadores es usado comúnmente en este tipo de proyectos porque ningún tipo de recubrimiento en los sondajes es necesario. Los agujeros perforados de los anclajes con barrena de perforación pueden oscilar entre 100 a 300 mm de diámetro. Los diámetros de las perforaciones más comúnmente usados son de 150 a 200 mm. Los contratistas suelen seleccionar un diámetro de perforación relativamente grande. Los métodos de perforación rotación-percusión típicamente son de 90 a 115 mm (3 ½ a 4 ½ pulgadas) de diámetro.

- **Métodos de perforación**

Los fluidos de la perforación no serán nocivos a las barras y a la lechada. En presencia de nivel freático, se deberá tomar las medidas oportunas para evitar lavados de finos, derrumbamiento del suelo circundante de la perforación, durante la realización de la perforación, colocación de la barra o inyección de la lechada.

En este tipo de casos se podrá tomar en cuenta equipos de perforación con dispositivos de aislamiento hidráulico, se podrá utilizar inyecciones previas o utilizar métodos para rebajar el nivel freático.

El revestimiento del agujero de perforación puede aumentar el costo del proyecto de manera significativa, hasta el punto que los métodos alternativos de construcción de muros puede ser más económicos. Los diámetros de perforación para estos métodos son de 90 a 140 mm (3 ½ a 5 ½ pulgadas).

#### **Ilustración 19: Método de perforación a rotación**



- **Diámetros y profundidades**

El diámetro seleccionado de perforación deberá proveer un mínimo de 25 mm (1 pulg) de cobertura de lechada alrededor de la barra o un mínimo de 12 mm de cobertura de la lechada de anclajes encapsulados.

#### **6.1.1.3 COLOCACIÓN DEL ANCLAJE**

La colocación de la barra es introducirlas en los sondajes perforados con los centradores. Después de que la barra fue insertada en las perforaciones, son llenados con lechada de cemento. Este método se usa cuando la perforación no tiene revestimiento. A medida que la lechada se cure, la adherencia entre la barra y el suelo circundante se va obteniendo.

La práctica más común de inyección es por gravedad que proporciona fuerzas de adherencia que son suficientes y son una solución viable y rentable. Altos valores

de resistencia se puede lograr en los suelos granulares y rocas fisuradas débiles mediante la inyección de lechada a baja presión.

En el caso de suelos arcillosos, con plasticidad media, por el contrario, la limpieza mecánica excesiva de las perforaciones puede tender a remodelar la arcilla y por lo tanto disminuir la resistencia de adherencia a los valores mucho más bajos que los esperados inicialmente en las condiciones de terreno no perturbado.

- **INYECCIÓN**

La inyección tiene dos objetivos fundamentales:

- Crear una adherencia entre la barra de acero y el suelo circundante.
- Proporcionar una protección anticorrosiva.

Lechada para los anclajes es comúnmente una lechada de cemento puro, que llena el espacio entre la barra del anclaje y el terreno circundante. En suelo con potencial de cavitación una lechada de cemento puro es utilizada siempre. Los tipos de cemento conforme a la norma ASTM C 150 se pueden utilizar. La relación agua / cemento para la lechada utilizados en las aplicaciones de muros anclajes de concreto lanzado normalmente varía de 0,4 a 0,5. En algunos casos, una lechada más rígido con una caída del orden de 30 mm puede ser utilizado.

- **COLOCACIÓN DE LA CABEZA DE ANCLAJE**

Se deberá asegurar el contacto entre la placa de apoyo y la superficie del muro, para ello se podrá utilizar una capa de mortero o resinas epoxicas. En donde también se siguen las tolerancias indicadas para la colocación de la barra del anclaje.

- **COLOCACIÓN DE MALLA ELECTRO SOLDADA**

La colocación de la malla electrosoldada deberá ser colocada de arriba hacia abajo conforme el avance del corte. La malla deberá anclarse al talud mediante varillas con gancho, ver ilustración 20, formando una cuadrícula con una separación de 2.00 a 3.00 mts., donde la superficie sea muy irregular se podrá cerrar la cuadrícula para garantizar que la malla quede pegada a la superficie del talud. Los traslapes de la malla deberán ser de 0.30 m y deberán amarrarse con alambres en la anclas de varilla en gancho. La malla deberá sujetarse a la pared

del corte mediante varillas con gancho en la pared superior y de 50 cm de longitud, 13 mm de diámetro formando una cuadrícula de 2.00 m, la terminación de esta malla se hará hasta el nivel superior de cuneta, con lo cual quedará lo suficientemente sujeta y posteriormente anclada en su parte inferior. Los traslapes de la malla serán de 030 m y deberán amarrarse con alambre recocado y anclarse debidamente para posteriormente poder aplicar el concreto lanzado.

#### **Ilustración 20: Sujetador de la malla electrosoldada al talud**



**Fuente:** Autores

La malla de alambre soldado se utiliza comúnmente como refuerzo para revestimientos temporales, pero a veces también se utiliza en revestimientos permanentes.

#### **6.1.1.4 APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO**

El espesor del revestimiento temporal es típicamente entre 75 y 100 mm. El Concreto Lanzado proporciona una capa continua de apoyo sobre la cara excavada, que también puede servir para llenar espacios vacíos y grietas en la cara excavada.

Las aplicaciones de concreto lanzado se han construido utilizando malla electrosoldada o fibra de refuerzo y barras. La malla electrosoldada es el método preferido entre los contratistas, ya que requiere menos tiempo para instalar,

mientras que la cara excavada esta sin soporte. Un revestimiento de concreto lanzado frente a un muro en construcción se muestra en la siguiente ilustración 21

**Ilustración 21: . Posiciones correctas para la aplicación del concreto lanzado**



La mezcla de concreto lanzado debe garantizar adherencia y capacidad de bombeo. Los métodos de diseño se pueden encontrar en la literatura existente (ACI 1994,1995<sup>a</sup> y 1995<sup>b</sup>)

## 7. DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

“El diseño más económico y eficiente generalmente se obtiene cuando se le permite al contratista seleccionar el tipo de ancla, el método de construcción y la capacidad de cada anclaje.” El propósito de este proyecto es presentar paso a paso un método para el diseño de muros anclados de concreto lanzado recomendado y descrito, en la publicación de la Federal Highway Administration en su publicación Soil Nail Walls, el mismo se detalla en la Tabla 6. Sin embargo previa la realización de estos pasos se debe establecer primero:

Los requisitos del proyecto, incluyendo las limitaciones de construcción (topografía, acceso al sitio, servicios públicos, estructuras adyacentes, proyección de diseño).

Realizar el respectivo estudio geotécnico que incluirá investigaciones in-situ y laboratorio.

**Tabla 4 : Pasos para el diseño de muros anclados**

<b>CONSIDERACIONES INICIALES DEL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS</b>	
<b>Paso 1</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>a. Esquema del muro, por ejemplo, altura del muro, longitud del muro, tipo de superficie).</li><li>b. Distancias horizontales y verticales de los anclajes.</li><li>c. Patrón de ubicación de los anclajes (arreglo, escalonamiento, patrones irregulares)</li><li>d. Inclinación de los anclajes.</li><li>e. Longitud de los anclajes y distribución.</li><li>f. Selección del tipo de anclaje, por ejemplo, número de barras, el tipo de acero)</li><li>g. Selección de propiedades del suelo, por ejemplo, resistencia al esfuerzo cortante, la ubicación del nivel freático, etc.)</li></ul>

<p><b>Paso 2</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>DISEÑO PRELIMINAR USANDO GRÁFICOS SIMPLIFICADOS</b></p> <p>La utilización de estos gráficos son utilizados para evaluar preliminarmente la longitud de los anclajes y la carga máxima de los anclajes.</p>
<p><b>Paso 3</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>DISEÑO FINAL</b></p> <p><b>a.</b> Tipos de falla externa.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. La estabilidad global</li> <li>2. Estabilidad al deslizamiento</li> <li>3. Capacidad portante</li> </ol> <p><b>b.</b> Consideraciones sísmicas.</p> <p><b>c.</b> Tipos de falla interna.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Resistencia al arrancamiento del anclaje.</li> <li>2. Resistencia a la tracción del anclaje.</li> </ol> <p><b>d.</b> Diseño de la superficie.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Carga de la cabeza del anclaje.</li> <li>2. Tipo y espesor del muro.</li> <li>3. Materiales del muro.</li> <li>4. Resistencia a la flexión.</li> <li>5. Resistencia al punzonamiento de la superficie del muro.</li> <li>6. Otras consideraciones.</li> </ol>
<p><b>Paso 4</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO</b></p>
<p><b>Paso 5</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li><b>a.</b> Drenaje</li> <li><b>b.</b> Cargas exteriores</li> </ol>

## **7.1 PASO 1**

Consideraciones iniciales del diseño.

### **7.1.1 ESQUEMA DEL MURO**

Para establecer el esquema del muro anclado se debe incluir:

- a) altura del muro
- b) longitud del muro
- c) inclinación del muro

La evaluación del esquema incluye también el desarrollo del perfil longitudinal del muro, localización de obras complementarias (ej., barreras de tráfico, sistemas del drenaje, etc.); estableciendo las limitaciones de la ubicación de los anclajes.

### **7.1.2 DISTANCIAS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LOS ANCLAJES**

Los anclajes y sistemas de anclaje se diseñan asumiendo un área tributaria de carga a cada anclaje, basado en el espaciamiento horizontal y vertical entre los anclajes adyacentes. Dependiendo de los requerimientos técnicos y las limitaciones específicas del proyecto la distancia horizontal y vertical de los anclajes puede variar. Las limitaciones de un proyecto pueden ser:

La necesidad de un sistema muy rígido (anclajes poco separados) para controlar los movimientos laterales del muro.

La posición vertical del anclaje más cercano a la superficie del terreno debe ser evaluado teniendo en cuenta las deformaciones admisibles del muro. La posición vertical debe minimizar la posibilidad de exceder la capacidad pasiva del terreno durante la prueba del anclaje y las pruebas de rendimiento de carga.

El espaciamiento horizontal, SH, es típicamente igual al espaciamiento vertical, SV. (Ver ANEXO B). El rango del espaciamiento de los anclajes va desde 1,25 a 2,00 m, un espaciamiento de 1,50 m es comúnmente usado. Este espaciamiento puede ser afectado por la existencia de estructuras subterráneas. Este

espaciamiento horizontal y vertical, genera que cada uno de los anclajes tenga un área de influencia de  $SH \times SV \leq 4 \text{ m}^2$ . Se debería especificar un espaciamiento mínimo de los anclajes alrededor de 1,0 m. El diseño de las fuerzas dadas por el análisis de estabilidad global y el diseño del revestimiento son afectados por el espaciamiento de los anclajes.

### **7.1.3 PATRÓN DE UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES**

Los patrones comúnmente usados en la ubicación de los anclajes son mostrados en ANEXO B:

- Distribución cuadrangular
- Distribución triangular
- Distribución irregular (con localizaciones limitadas)

La Distribución cuadrangular resulta en una columna alineada de anclajes, facilita la construcción de paneles verticales de concreto lanzado. Además facilita la instalación de tiras de geocompuestos para sistema de drenaje detrás del revestimiento. Este patrón es comúnmente usado. La Distribución triangular resulta más uniforme de la presión del suelo. Este efecto es muy beneficioso porque un reforzamiento del suelo es logrado. Este método debería ser usado en casos donde paralelamente el suelo estable está presente, porque tales suelos tienen menores márgenes de redistribución de cargas. En este patrón la instalación de geocompuestos como sistemas de drenaje es complicada. El uso de espaciamientos uniformes para los anclajes es beneficioso porque simplifica procesos de construcción y mejora la calidad de control. Sin embargo, debido a la geometría específica de cada proyecto, el espaciamiento de los anclajes puede necesitar que sea irregular, con reducción de espaciamientos en algunas partes. (ANEXO B). La ubicación de los anclajes.

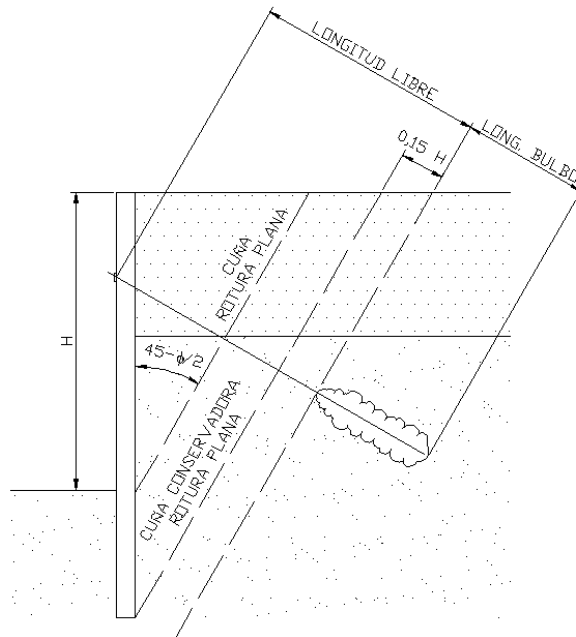
### 7.1.4 INCLINACIÓN DE LOS ANCLAJES

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.

No se recomienda utilizar ángulos superiores a  $45^\circ$  con respecto a la horizontal, para evitar aumentos importantes en las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla.

La Aquella que haga que el anclaje quede fuera de la cuña de rotura plana (cuña de empuje activo con pendiente  $45-\phi/2$  siendo  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno del terreno -en el caso de existir varios estratos con ángulos diferentes, del lado de la seguridad bastará tomar el menor). Conviene además, de manera conservadora, tomar dicha cuña desde el extremo inferior de la pantalla y añadirle a dicha longitud un 15% de la altura de excavación de la pantalla (ver ilustración 22)

**Ilustración 22: Inclinación y longitudes mínimas del anclaje**



### 7.1.5 LONGITUD DE LOS ANCLAJES Y DISTRIBUCIÓN

La que se necesite para que el bulbo del anclaje quede dentro de terreno competente (firme). Al menos 8 m según las «*Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P.8-96*» (Manual G-1 de Geotecnia de la ATEP). En el apartado «2.8 Criterios básicos de predimensionado» de dicha publicación se indica que la longitud libre mínima de cualquier tipo de anclaje será de cinco metros y la longitud mínima del bulbo de tres metros en cualquier caso, en definitiva, ocho metros. No sé aclaran las razones que llevan a los autores del Manual a considerar dichas longitudes mínimas

La localización y longitud de los anclajes puede ser seleccionada de manera uniforme o variable. Es muy común que se utilicen longitudes uniformes, pero en ocasiones se diseñan longitudes diferentes de acuerdo a las características geológicas y al comportamiento de la estructura. Comúnmente los anclajes superiores son más largos que los inferiores.

El ANEXO C, muestra diferentes distribuciones de las longitudes de los anclajes, para la misma altura del muro, y la longitud total del anclaje requerida para obtener un factor de seguridad de 1,35. Sin embargo, la distribución de las longitudes de los anclajes puede resultar en menores deformaciones del muro comparando con otros esquemas a pesar de tener similares factores de seguridad. Además, algunas distribuciones de la longitud de los anclajes pueden tener anclajes demasiado cortos en la parte más baja del muro; esta condición desfavorable puede llevar a una falla de estabilidad al deslizamiento.

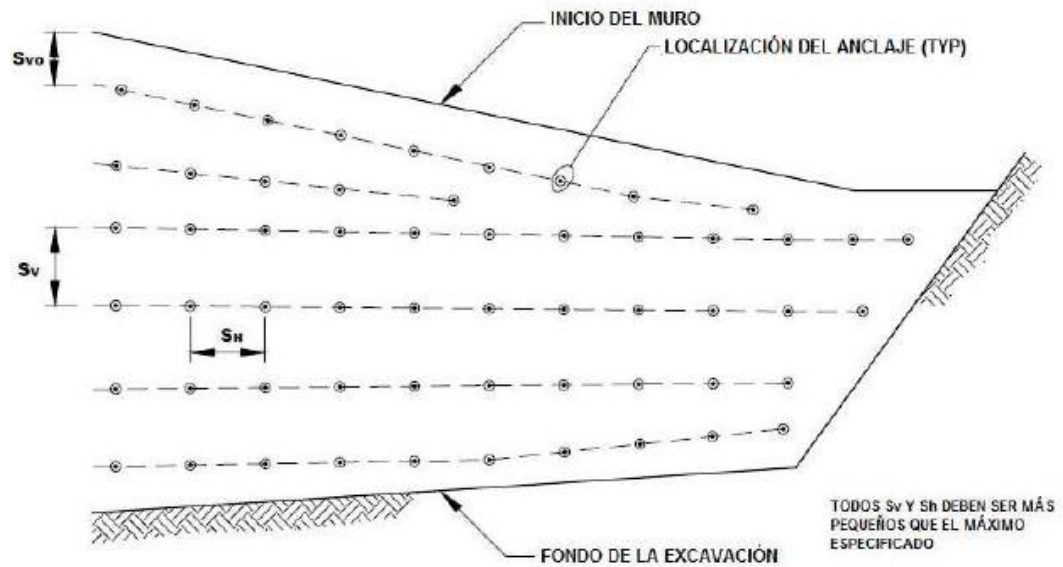
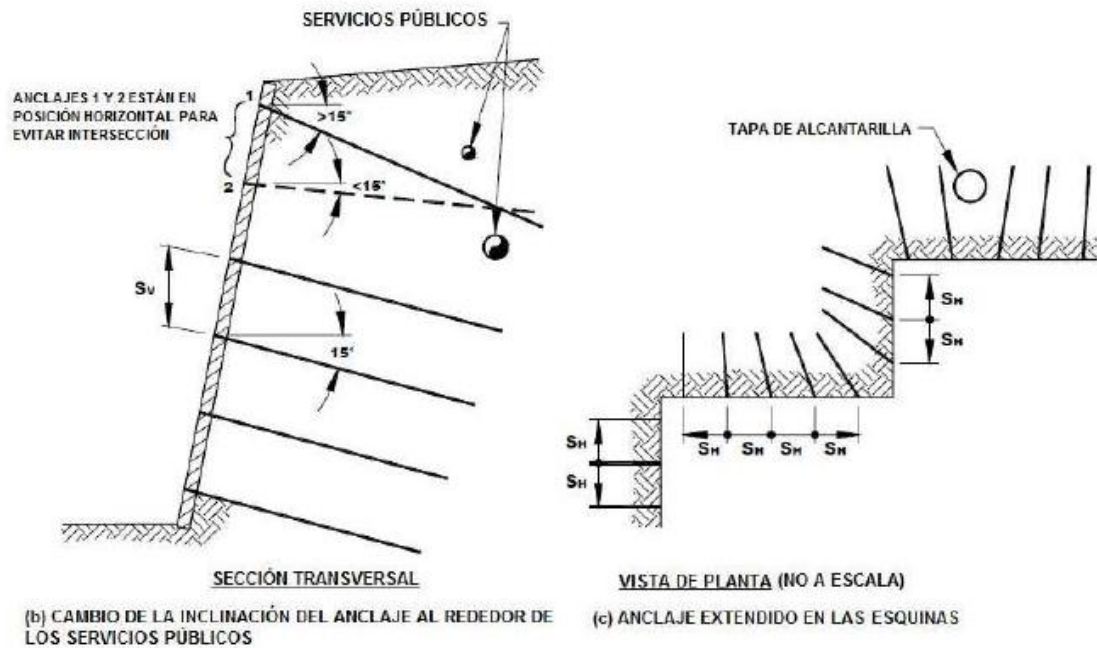


Ilustración 23: Variación de la ubicación de los anclajes.



### DIFERENTES PATRONES DE ANCLAJE

Los muros anclados han mostrado que los desplazamientos más grandes se observan cuando los anclajes superiores son demasiado cortos. Las deformaciones pueden ser significativamente reducidas cuando los anclajes de la

parte superior de la estructura son más largos que los requeridos en el análisis de estabilidad.

En general, un factor de seguridad global más grande se da cuando las deformaciones del muro son las más pequeñas. Por consiguiente, todas las otras variables similares de los esquemas de los anclajes mostrados en el anexo c es probable que produzcan deformaciones del muro más pequeñas, especialmente cerca de la parte superior del muro.

En la práctica general, la longitud de los anclajes en las filas más bajas nunca debe ser más corta que  $0,5 H$ . Las longitudes de los anclajes menores a  $0,5 H$  no satisfacen probablemente los requisitos de estabilidad al deslizamiento.

Las siguientes recomendaciones son para la longitud de los anclajes y la distribución de los mismos:

- Seleccionar una configuración uniforme de longitudes siempre que sea posible.
- Seleccione los anclajes más largos que los requeridos por el factor de seguridad designado, como un medio para reducir las deformaciones del muro en las porciones superiores del muro.
- Evite el uso de anclajes “cortos” en la porción superior del muro.
- Puede usarse una configuración de longitudes de los anclajes no uniforme en estratos de suelo con similares condiciones.
- Para las evaluaciones de viabilidad, la longitud de los anclajes puede asumirse inicialmente que puede ser  $0,7 H$ , donde  $H$  es la altura del muro. La longitud de los anclajes puede ser mayor que  $0,7 H$  si se esperan sobrecargas grandes o si el muro es muy alto, mayor que 10 m.

### **7.1.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE ANCLAJE**

La selección del elemento de acero usado para los muros anclados de concreto lanzado son barras generalmente con una resistencia nominal a la fluencia de 420 MPa.

### **7.1.7 OTRAS CONSIDERACIONES INICIALES**

- Evaluar la corrosión potencial
- Evaluar los métodos de drenaje a ser usados. Esta información es usada para seleccionar el valor de diseño de la resistencia última de adherencia
- Estime diámetro del tubo de drenaje basado en el capítulo anterior en similares terreno y restricciones del diámetro impuestos por nivel seleccionado de protección de corrosión.
- Seleccione el factor de seguridad para diferentes modos de falla
- Definir cargas actuantes.

### **7.2 PASO 2: DISEÑO PRELIMINAR USANDO ESQUEMAS SIMPLIFICADOS**

Longitud, diámetro y espaciamiento de los anclajes son típicamente el control externo e interno de la estabilidad de una pantalla anclada, por lo tanto, estos parámetros pueden ser ajustados durante el diseño hasta que todos los requerimientos de estabilidad externa e interna sean cumplidos.

Alternadamente, el uso de una longitud preliminar del anclaje entre 0,7 a 1,0 veces la altura del muro puede ser realizada. El rango superior de las longitudes de los anclajes es usado para las condiciones de suelo menos favorable, altura de muro mayor a 10 m, y donde largas cargas de sobrecarga necesitan ser retenidas por el muro. La Tabla 5, presenta un conjunto de valores usados para el desarrollo del diseño de este esquema:

**Tabla 5 : Parámetros Variables**

PARÁMETROS	UNIDADES	VALORES
Inclinación del revestimiento	Grados	0, 10
Talud superior detrás del muro	Grados	0, 10, 20, 30
Ángulo de fricción efectivo	Grados	27, 31, 35, 39
Resistencia última a la adherencia	KPa	52, 104, 172, 276, 689

El primer tipo de esquema desarrollado y evaluado para la longitud de los anclajes usando el anexo D (ábaco 1 al ábaco 6), para combinaciones de  $\alpha$  y  $\beta$ . La utilización de estos esquemas, el requerimiento de longitud del anclaje,  $L$ , (normalizado con respecto a la altura del muro,  $H$ ) para conseguir una estabilidad global  $FSG = 1,53$  es obtenido como función de la resistencia permisible al arrancamiento normalizado ( $\mu$ ), que es definida como:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{\gamma FSp S_v S_H}$$

Donde:

**FSp** = Factor de seguridad contra el arrancamiento (típico 2,0)

**DDH**= Diámetro del hueco de la perforación

**$\Gamma$**  = Peso unitario del suelo detrás del muro

**SH** = Espaciamiento horizontal del anclaje

**SV** = Espaciamiento vertical del anclaje

### 7.2.1 PROCESO DEL DISEÑO PRELIMINAR

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

- Para la aplicación de un proyecto específico, evaluar el ángulo del talud ( $\alpha$ ), el ángulo del talud superior detrás del muro ( $\beta$ ), ángulo de fricción efectivo ( $\phi'$ ),

resistencia última de adherencia ( $q_u$ ), calcular la resistencia normalizada al arrancamiento ( $\mu$ ), usando la ecuación:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{\gamma F S_p S_v S_H}$$

- Obtener la longitud normalizada ( $L/H$ ) desde los primeros esquemas del ábaco 1-a, al ábaco 6-a. (Anexo D)
- Obtener la fuerza normalizada ( $t_{max-s}$ ) desde el segundo set de esquemas del ábaco 1-b, al ábaco 6-b. (Anexo D)
- Usando la ilustración 24 evalué los factores de corrección para:
  - Longitud normalizada para un diámetro de perforación mayor de 100 mm o 4 pulg, el factor de corrección C1L.
  - Valor  $c^*$  más que 0,02 (factor de corrección C2L)
  - Factor de seguridad global más que 1,35 (factor de corrección C3L).

Ilustración #. Factores de corrección

Corrección de la Longitud.

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = C1L * C2L * C3L * \frac{L}{H}$$

(desde el grafico para  $DDH = 100mm, c^* = 0,02, FSG = 1,35$ )

Donde:

C1L = Corrección para el diámetro de perforación, mirar el gráfico (a).

C2L = Corrección para suelos cohesivos, mirar la fórmula (b).

C3L = Corrección para el Factor de Seguridad Global, mirar la fórmula (c).

Corrección de la Fuerza Máxima Normalizada en servicio del Anclaje

$$t_{max-s}(\text{corregida}) = C1F * C2F * t_{max-s}$$

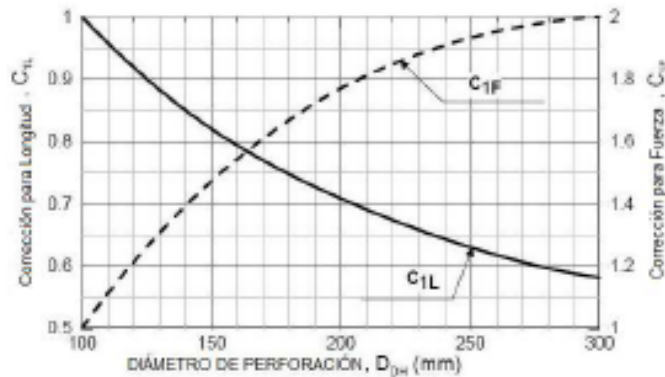
(Desde el grafico para  $D_{DH}=100 mm, c^*= 0.02$ )

C1F = Corrección para el diámetro de perforación, mirar el gráfico (a).

C2F = Corrección para suelos cohesivos, mirar la fórmula (b).

**Ilustración 24: Corrección para el diámetro de perforación**

**(a) Corrección para el diámetro de perforación**



(b) Corrección para diferentes valores de cohesión normalizado.

$$(C^* = c / \gamma H).$$

$$C2L = -4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

$$C2F = -4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

(c) Corrección para diferentes factores de seguridad global.

$$C3L = 0,52FS + 0,30 \geq 1,00$$

· Usando la ilustración 24, evaluar los factores de corrección para normalizar la fuerza máxima de los anclajes para tener en cuenta en:

- Un diámetro de perforación más que 100 mm (4 pulg), factor de corrección C1L.
- Un valor  $c^*$  más que 0,02 (factor de corrección C2L)

· Aplicando los factores de corrección se normalizó la longitud y/o fuerza. El método de cálculo es mostrado en la ilustración 24

· Multiplique la longitud normalizada por la altura del muro para obtener la longitud del anclaje.

· Calcule la máxima carga de diseño en el anclaje  $T_{max-s}$  usando el valor de  $t_{max-s}$  y la ecuación.

$$t_{Max-s} = \frac{T_{Max-s}}{\gamma * H * S_v S_H}$$

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

$$A_t = \frac{T_{Max-s} * FST}{f_y}$$

Donde:

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero.

FST = Factor de seguridad para la resistencia a la tensión de la barra de acero, Tabla 3.

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

### 7.3 PASO 3: DISEÑO FINAL

Esto es necesario del desempeño del diseño final en que la actual geometría del muro, estratigrafía, cargas, variación de parámetros de ingeniería si se presentan, y otras condiciones son consideradas. El proceso del diseño preliminar descritos en la sección 7,2 no deberían ser reemplazados, los hallazgos y resultados que se obtuvieron con el plan final presentado aquí. Los pasos del diseño final son descritos a continuación como:

#### 7.3.1 MODOS DE FALLA EXTERNA

Los siguientes modos de falla externos son considerados para el diseño final de los muros anclados de concreto lanzado:

##### 1) Estabilidad global Ilustración 1-a

- Seleccione un buen programa para el diseño de muros anclados que consideren un suelo heterogéneo, nivel freático, condiciones generales de carga, fuerzas

sísmicas y diversas características del anclaje. En esta sección, una buena opción es el programa Geo - slope.

- Seleccione el factor de seguridad en contra de fallas al arrancamiento (FSP) desde la Tabla 3. (Slope requiere el valor de resistencia de adherencia factor de reducción (Bond safety factor) igual a  $1/FSP$ , (ej., para  $FSP = 2$ , el correspondiente BSF es 0,5.)

- Use el diámetro del anclaje calculado en el diseño preliminar, como el valor del diámetro del hueco del anclaje para Slope. Si el diseño preliminar no fue realizado. Si ningún diseño preliminar se llevó a cabo, suponga un diámetro del anclaje relativamente grande (ej.,  $> 150$  mm (6 pulgadas).

- Para el primer análisis con Slope, el uso de la longitud de los anclajes es estimada en el Paso 1, (o calculados en el diseño preliminar) y realizar análisis de estabilidad global utilizando Slope.

- Después de seleccionar una longitud de los anclajes inicial, realice el siguiente procedimiento iterativo utilizando Slope:

- (1) Calcular el factor de seguridad global con la longitud del anclaje seleccionado.

- (2) Compare el factor de la seguridad global calculado con el factor mínimo recomendado de seguridad.

- (3) Aumentar o disminuir la longitud de los anclajes, si el factor de seguridad calculado es inferior o superior al valor recomendado en la Tabla 3 e iniciar el proceso de nuevo.

- Si la longitud del anclaje debe reducirse sin reducir el factor de seguridad, a continuación, aumente el diámetro de la abertura del anclaje o reducir el espacio entre los anclajes.

- 2) Estabilidad al deslizamiento, ilustración 1-b Evaluar la falla potencial al deslizamiento que es resumido a continuación.

- Calcular las fuerzas de resistencia horizontales ( $\Sigma R$ ) utilizando la ecuación,

$$\Sigma R = C_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \varphi_b$$

· Calcular las fuerzas horizontales de deslizamiento de la siguiente manera: o Si es necesario, calcular el ángulo equivalente del talud superior detrás del muro ( $\beta_{eq}$  en la ilustración 3).

- Evaluar el coeficiente de presión activa del suelo,  $K_A$ , utilizando las siguientes ecuaciones.

Según la Teoría de Coulomb:

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

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

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

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

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

- Calcular la fuerza activa lateral del suelo ( $P_A$ ), utilizando la ecuación.

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

- Suponga que la fuerza activa lateral del suelo se aplica una distancia de  $H_1/3$  de la elevación de la parte inferior del muro anclado de concreto lanzado (ilustración 3).
- Calcular la fuerza de deslizamiento horizontal ( $\Sigma D$ ) utilizando la ecuación.

$$\sum D = P_A \cos \beta$$

- Evaluar el factor de seguridad para evitar falla al deslizamiento (FSSL) descrita en el acápite 5.4
- Si el factor de seguridad para evitar el deslizamiento es menor que el mínimo especificado en la Tabla 3, aumentar la longitud de los anclajes de la parte más baja y volver a evaluar la estabilidad al deslizamiento.

### 3) Capacidad de carga (ilustración 4)

- Si el muro anclado de concreto lanzado es construido en suelos blandos, evaluar la posibilidad de falla por capacidad de carga utilizando las ecuaciones descritas en la Sección 5.2.3.
- Evaluar el factor de seguridad contra levantamiento (capacidad de carga) falla (FSH) utilizando la ecuación.

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

- Si el factor de seguridad contra la capacidad de carga es menor que el mínimo específica o véase el Tabla 3, el sitio puede no ser adecuado para la construcción de las estructuras de muros anclados.

## 7.3.2 MODOS DE FALLA INTERNA

### 7.3.2.1 Resistencia al arrancamiento del anclaje (PR)

(PR- Bond skin friction) El procedimiento descrito en el paso 7.3.1 "Estabilidad Global" automáticamente satisface el requisito de resistencia al arrancamiento (es decir,  $T_{max} \leq RP/FSP$ ). En un análisis utilizando Slope, las longitudes de los anclajes fueron calculados (que corresponde a un factor global aceptable de seguridad para una determinada superficie de falla crítica), se basan en los valores de capacidad al arrancamiento, que ya se han reducido por el factor de seguridad con respecto al arrancamiento, FSP.

## 7.4 PASO 4: ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO

- 1) Utilice la ilustración 10 como guía para estimar la magnitud de los desplazamientos verticales y horizontales.
- 2) Obtener la altura del muro (H) y el ángulo de la masa ( $\alpha$ ) (ver la ilustración 10 para una descripción de variables).
- 3) Identificar las condiciones del suelo.

4) Estimación de los desplazamientos horizontales y verticales  $\delta_h$  y  $\delta_v$  en la parte superior del muro. (Ver tabla 2).

5) Calcular la zona de influencia, DDEF, donde se producen deformaciones notables del terreno:

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

6) Verificar el desplazamiento estimado de los criterios de máxima deformación.

## **7.5 PASO 5: OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO**

### **7.5.1 DRENAJE**

- Evaluar las aguas superficiales y las condiciones del agua subterránea en el sitio.
- Considere la instalación de sistemas de control de las aguas superficiales (por ejemplo, canales) y el control de las aguas subterráneas (por ejemplo, geocompuesto desagües, lloraderos, drenajes) sistemas para evitar dificultades de la construcción y / o deterioro en el rendimiento a largo plazo.
- En los lugares donde se instalarán los drenajes, pero no pueden ser debidamente inspeccionado y / o mantenimiento, considere la posibilidad de realizar el análisis del muro anclado de concreto lanzado asumiendo una nivel freático alto para las condiciones a largo plazo.

### **7.5.2 CARGAS EXTERNAS**

- Identificar las condiciones de carga apropiadas, incluso de las cargas permanentes (por ejemplo, peso propio, fundaciones cercanas), y las cargas transitorias (por ejemplo, el tráfico de construcción).

## 8. EJEMPLO APLICATIVO: ESTUDIO EN EL AREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

### 8.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

Se tomó como base un estudio geotécnico realizado por el laboratorio de CONSTRUSUELOS LTDA, este estudio geotécnico tuvo la finalidad de establecer las condiciones de cimentación de las estructuras, así como determinar los parámetros de diseño para cada uno de los suelos en lo referente a capacidad de carga, profundidad de cimentación, parámetros de presión lateral y establecer las condiciones bajo las cuales se pueda garantizar seguridad para las estructuras que se propongan.

Para la realización del estudio se ejecutaron sondeos y ensayos de laboratorio, se analizó la geología regional y local y se consultaron los estudios de otros sitios cercanos al área; sin embargo, al construir el proyecto pueden detectarse condiciones diferentes, las cuales no fueron detectadas en el momento de la realización del estudio

### 8.2 LOCALIZACIÓN DEL SITIO

El sitio se encuentra localizado en la intersección de la calle 54 con carrera 27 en el municipio de Bucaramanga, departamento de Santander.

**Ilustración 25: localización del sitio**



### 8.3 DRENAJE E INFILTRACIÓN

El drenaje superficial es bueno, debido a la pendiente moderada del terreno que facilita la escorrentía superficial. Los suelos sub-superficiales presentan una capacidad de infiltración moderada.

### 8.4 NIVEL FREÁTICO

El perfil de suelo se considera bien drenado, se encuentra generalmente en estado húmedo y el nivel freático se adjunta en la siguiente tabla:

Tabla 6 : Profundidad del nivel freático.

Sondeo	Profundidad a la que aparece el nivel freático
1	N.A. <sup>1</sup>
2	N.A.

Fuente: Registro de perforación - Construsuelos Ltda

### 8.5 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS REALIZADAS

#### Sondeos realizados

Tabla 7 : Localización de los sondeos

Perforación No	Equipo	Localización	Profundidad (m)
1	Percusión y Rotación	Calle 54 con Carrera 26	11,05
2	Percusión y Rotación	Calle 54 con Carrera 29	10,05

Fuente: Registro de perforación - Construsuelos Ltda

#### 8.5.1 Resultados De Los Sondeos

##### 8.5.1.1 Perfil De Los Sondeos

En el ANEXO E se presentan los perfiles de los sondeos a rotación realizado por Construsuelos Ltda

### 8.6 DISEÑO

El diseño va a ser realizado acorde a la metodología paso a paso

#### PASO 1 – CONSIDERACIONES INICIALES

A. Esquema Del muro (H)= 8,00 metros, espesor de la pantalla 0,30 mts

#### Talud superior detrás del muro ( $\alpha$ )=0

<sup>1</sup> N.A.: No aparece. En los sondeos realizados para el estudio de suelos no se encontró la profundidad del nivel freático.

## B. Espaciamiento horizontal y vertical de los anclajes

**$S_V = 3$  metros**

**$S_x = 1,3$  metros**

Donde se debe cumplir con la condición del área de influencia  **$S_H \times S_V = 3.9 \text{ m}^2 \leq 4 \text{ m}^2$**

Los espaciamentos en la parte superior del muro y en la base del muro,  **$S_{VO} = S_{VN} = 1,00$  metros**

## Patrón de ubicación de los anclajes

Se ha seleccionado un patrón cuadrangular, para que exista una distribución uniformes de las fuerzas detrás del muro

## C. Inclinación de los anclajes, $i$

El ángulo de inclinación de los anclajes seleccionado  **$(i) = 28^\circ$**

## D. Longitud de los anclajes de distribución

a. Longitudes no uniformes en el muro.

Este modelo provee un alto control sobre las deformaciones del muro (ANEXO F)

## E. Selección de tipo anclaje

- Se ha seleccionado 3 filas de anclajes.
- Seleccionado barras de acero corrugados
- Resistencia a la fluencia del acero =  $4200 \text{ Kg/cm}^2 = 0,42 \text{ KN/mm}^2$
- Diámetro de la perforación

Preliminarmente se selecciona un diámetro de perforación  $D_{DH} = 304.8 \text{ mm}$  (12 pulgadas), que se verificara de acuerdo al diámetro de la varilla de acero a ser usada con el requerimiento de un mínimo de 25mm de recubrimiento de lechada de cemento

### a. Resistencia al arrancamiento

La resistencia última al arrancamiento del anclaje va a ser estimada con los valores dados en la tabla 1, basados en el método de perforación y el tipo de suelo, se encuentra entre 100 - 150 kpa.

Se estima un  $q_u = 130$  kpa

b. **Factores de seguridad:** Los factores de seguridad tomados de la tabla 3.

### PASO 2 – DISEÑO PRELIMINAR USANDO GRAFICOS SIMPLIFICADOS

- A. Un diseño preliminar de las longitudes de los anclajes y el diámetro de las barras corrugadas de acero puede ser conseguido con la utilización del ábaco 1 al 6, estos ábacos son utilizados para obtener en una simple forma, las estimaciones iniciales de la longitud y diámetros de las barras sin tener un diseño completo.
- B. La longitud de los anclajes puede ser determinado fácilmente para un modelo de longitudes uniformes de anclajes con las figuras antes mencionadas, sin embargo para los modelos no uniformes de anclajes va a ser estimado considerando que la longitud total del anclaje para modelo no uniforme es 10 a 15 % más largo que en un modelo uniforme de anclajes bajo iguales consideraciones.
- C. El uso de los gráficos simplificados, un número de simplificaciones son consideradas:
- I. Las condiciones del suelo es considerado uniforme en toda la profundidad del muro.
  - II. La inclinación de los anclajes va a ser considerada uniforme  $i = 28$
- D. Modelo de longitudes uniformes de anclajes

Para las condiciones definidas anteriormente, y con un factor de seguridad contra el arrancamiento,  $FS_p$ , que se lo define mediante la tabla 1.

$$q_a = \frac{q_u}{FS_p} = \frac{130}{2} = 65 \text{ KPa} = 0,65 \text{ kg/cm}^2$$

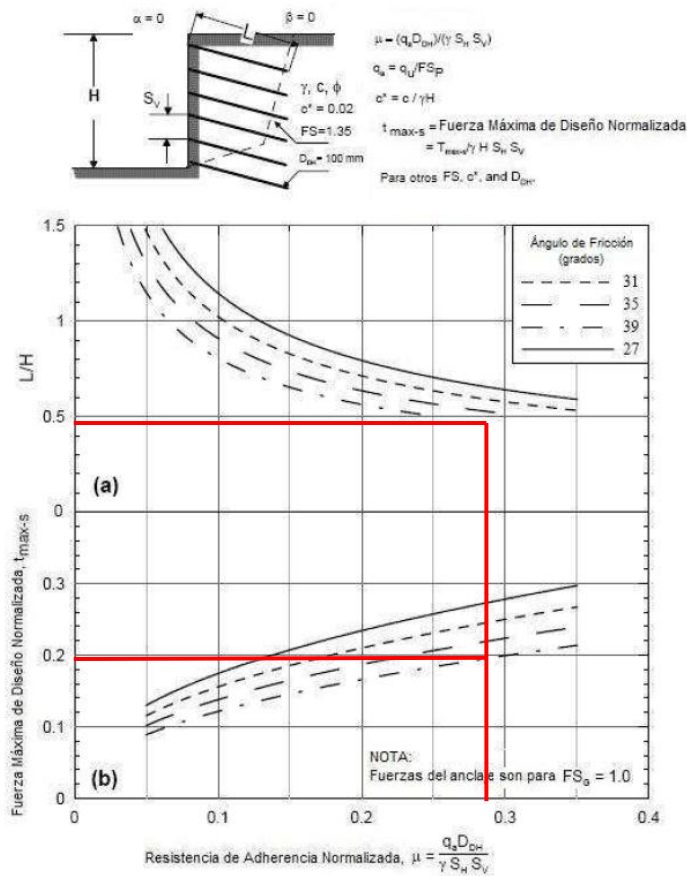
1. La resistencia normalizada al arrancamiento,  $\mu$

$$\mu = \frac{q_a D_{DH}}{\gamma S_v S_H} = \frac{65 \times 304.8}{17 \times 3 \times 1.3} = \frac{19.812}{57.6} = 0.298$$

2. La cohesión normalizada,  $C^*$ , es:

$$c^* = \frac{c}{\gamma \times H} = \frac{7}{17 \times 8} = \frac{7}{136} = 0.051$$

3. Para  $\alpha = \beta = 0$ .  $L/H$  es obtenido de la siguiente figura



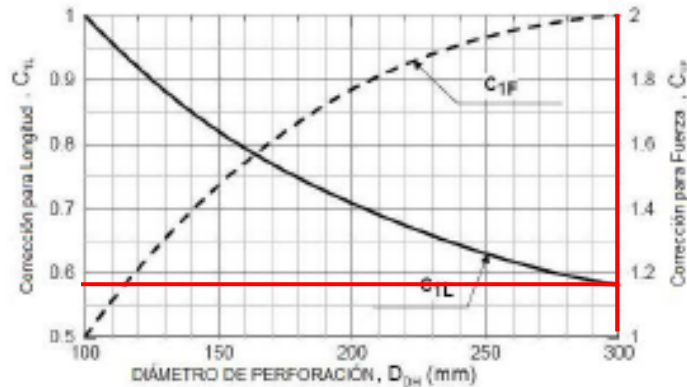
Fuente: Soil Nail Walls.

4. De la figura se obtuvieron los siguientes datos:

- $L/H = 0,49$
- $T_{max-s} = 0,195$
- Diámetro de la perforación = 304 mm
- Cohesión normalizada,  $c^* = 0.051$
- Factor de seguridad:  $FS_G = 1,35$

5. Aplicación de los factores de corrección

(a) Corrección para el diámetro de perforación



Corrección de la longitud

$$C_{1L} = 0.58$$

$$C_{2L} = 0.886$$

$$C_{3L} = 1.08$$

(a) Corrección para el diámetro de perforación

$$C_{1F} = 2$$

$$C_{2F} = 0.886$$

(b) Corrección para diferentes valores de cohesión normalizado ( $c^* = c / \gamma \cdot H$ ).

$$C_{2L} = -4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

$$C_{2L} = -4,0 \times 0,051 + 1,09 = 0,886 \geq 0,85$$

$$C_{2F} = -4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

$$C_{2F} = -4,0 \times 0,051 + 1,09 = 0,886 \geq 0,85$$

(c) Corrección para diferentes factores de seguridad global.

$$C_{3L} = 0,52FS + 0,30 \geq 1,00$$

$$C_{3L} = 0,52F \times 1,50 + 0,30 = 1,08 \geq 1,00$$

6. Ajuste de la longitud normalizada del anclaje

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = C1L * C2L * C3L * \frac{L}{H}$$

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = 0.58 * 0.886 * 1.08 * 0.49 = 0.272$$

7. Para añadir el efecto de la carga viva se incrementa una altura de 0,6 metros a la altura del muro,  $H = 8,60\text{m}$
8. Longitud del anclaje =  $0,272 \times 8,60 = 2.34 \text{ m}$
9. Considerando que se necesitan 3 niveles de anclaje, la longitud total de los anclajes en un modelo uniforme es:  $(2.34 * 3) + LB$

E. Modelo no uniforme de longitud de anclajes

1. La longitud de los anclajes es un modelo no uniforme es un 15% de la longitud total en un modelo uniforme siendo:

$$L_{TOTnu} = 1.15L_{TOTu}$$

2. Usando la longitud normalizada, para una longitud no normalizada es:

$$L_{TOTnu} = \sum riL1 = L1(1 \times 1 + 1 \times 0,80 + 1 \times 0,70) = 2,50L1$$

$$L1 = \frac{1,15 \times (2,34 \times 3)}{2,50} = 3,22\text{m}$$

$$L2 = 0,80 \times 3,22 = 2,6\text{m}$$

$$L3 = 0,70 \times 3,22 = 2,2\text{m}$$

F. Máxima fuerza de tensión del anclaje

1. De los gráficos anteriores se obtiene:

$$T_{\text{max-s}} = 0,195$$

2. Aplicando las correcciones

$$C_{1F} = 2$$
$$C_{2F} = 0,886$$

3. La corrección de la fuerza normalizada máxima del anclaje es:

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

$$t_{max-s}(\text{corregida}) = 2 * 0,886 * 0,195 = 0,34$$

4. La máxima fuerza de diseño del anclaje es:

$$T_{max-s} = \gamma \times H \times S_V \times S_H \times t_{max-s} = 17 \times 8,60 \times 3 \times 1,3 \times 0,34$$

$$T_{max-s} = 193,86 \text{ KN}$$

G. La capacidad de tensión del anclaje,  $R_T$ , es calculado como :

$$R_T = FS_T \times T_{max-s} = 1,80 \times 193,86 = 348,95$$

H. El área de la sección transversal de la barra del anclaje es:

$$A_T = \frac{R_T}{f_y} = \frac{348,95}{0,42} = 830,83$$

I. Se selecciona una barra

Se ha seleccionado una barra de acero de 2" de diámetro con un área de la sección transversal de 980.4 mm<sup>2</sup>

J. Longitud del bulbo de anclaje

$$L_B = \frac{R_T \times FS_G}{q_u \times D_{DH}} = \frac{348 \times 1.5}{130 \times 0.304} = 13,17$$

K. Resumen de los parámetros obtenidos:

1. Longitud para una configuración no- uniforme de los anclajes

$$L_1 = 3,22 \text{ m} + 13,17 \text{ m} = 16,4 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,6 \text{ m} + 13,17 \text{ m} = 15,7 \text{ m}$$

$$L_3 = 2,25 \text{ m} + 13,17 \text{ m} = 15,4 \text{ m}$$

2. Máxima fuerza de diseño de anclaje

$$T_{max-s} = 193,80 \text{ KN}$$

3. Área de la barra necesaria

$$A_t = 830.83 \text{ mm}^2$$

### PASO 3 – DISEÑO FINAL

#### A. Modos de falla externa

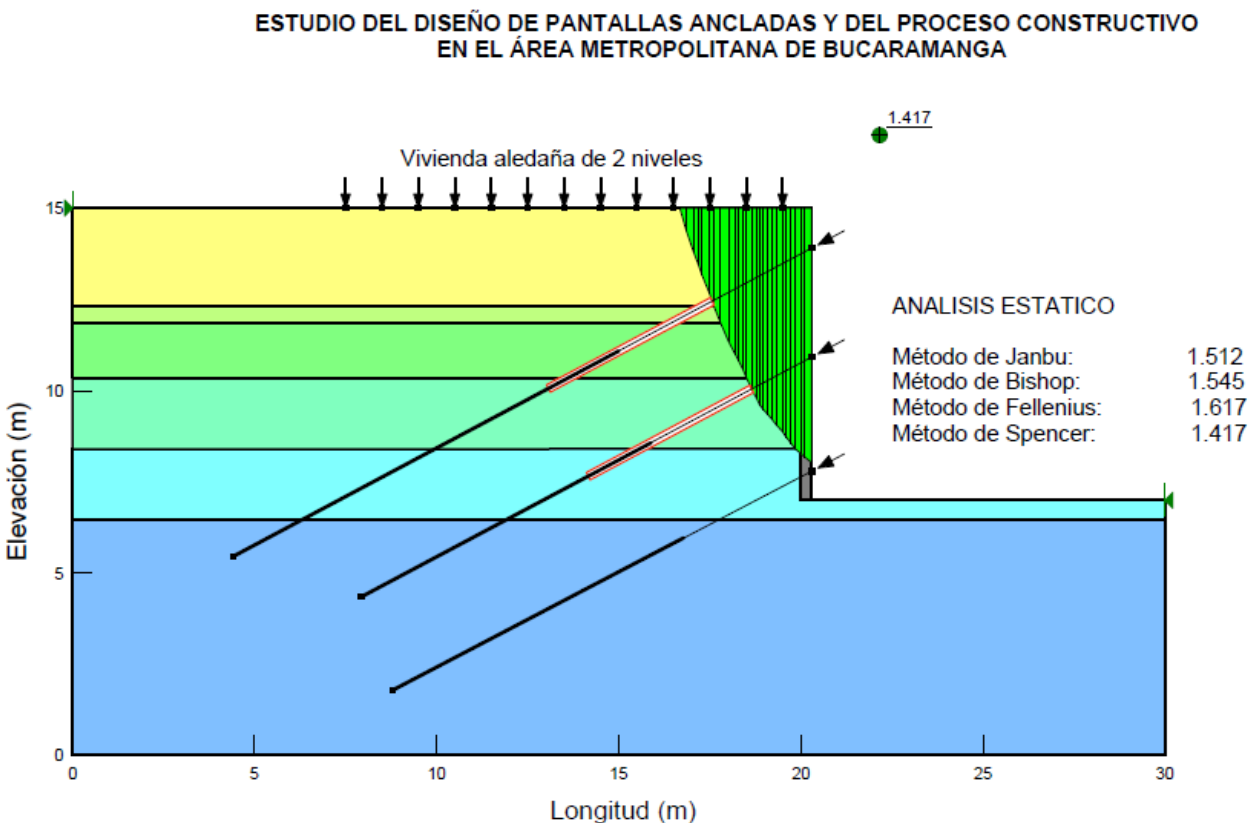
##### 1. Evaluación de estabilidad global

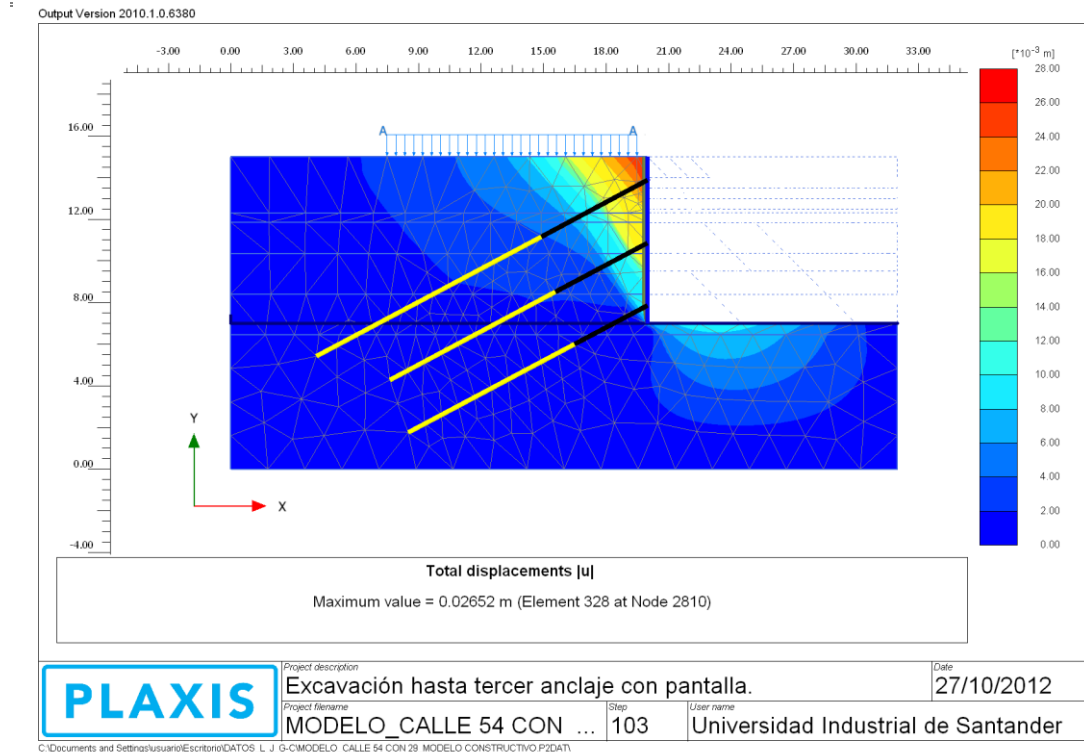
a. La estabilidad global es evaluada con el programa Slope. Se utilizaron diferentes condiciones de geometría (ANEXO F).

##### 2. Resultados

a. Los factores de seguridad son presentados en las siguientes figuras para cada caso de carga.

#### Ilustración 26: Superficie de falla pantalla completa (F.S)





### Ilustración 27: Desplazamientos máximos pantalla completa Estabilidad global

Calculados todos los factores de seguridad global (ANEXO F) se puede resumir

DESCRIPCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD	
	ANALISIS ESTATICO	ANALISIS PSEUDOESTATICO
EXCAVACION 1H : 1V	1,450	1,161
EXCAVACION 1H : 2V	1,024	0,882
EXCAVACION 1H : 3V	0,879	0,754
EXCAVACION TOTAL SIN PANTALLA ANCLADA	0,647	0,534
EXCAVACION TOTAL CON PANTALLA ANCLADA	1,417	1,213

- Se ilustra el beneficio de la cohesión sobre la estabilidad del primer nivel de excavación.
- muestra la estabilidad con un modelo de anclajes.
- muestra la estabilidad en el tercer nivel de excavación.

### Estabilidad al deslizamiento

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

$$K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{39}{2} \right) = 0,227$$

La fuerza de presión lateral activa es definida como:

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A = \frac{17 \times 8^2}{2} \times 0,227 = 123,76$$

### Fuerzas resistentes horizontales

$$\sum R = C_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b$$

$$\sum R = C_b B_L + (W + Q_D + 123,76 \times \sin 0) \tan \phi_b$$

$$\sum R = 20 \times 4,54 + (331,8 + 5,53 + 175,10 \times \sin 0) \tan 34$$

$$\sum R = 318,33$$

Fuerzas horizontales

$$\sum D = P_A \cos \beta = 123,76 \times \cos 0 = 123,76$$

Factor de seguridad al deslizamiento

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

$$FS_{SL} = \frac{318,33}{123,76}$$

$$S_{SL} = 2,57 > 1,50 \text{ ok}$$

## B. Modos de falla interna

1. Resistencia al arrancamiento del anclaje Tomado en cuenta del análisis con PLAXIS 2D

2. Resistencia a la tracción del anclaje

$T_{MAX} = 100,52 \text{ KN}$ , en la distribución no-uniforme

$F_y = 420 \text{ MPa}$

## PASO 4 - ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO

Las deformaciones del muro pueden ser estimadas mediante las correlaciones descritas por Clouterre en 1991.

$$\delta_h = \left( \frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H$$

Dónde:

**$(\delta_h/H)_i$**  = Relación dependiente de las condiciones del suelo “i” son indicados en la siguiente.

**H** = Altura del muro

$$\delta_h = \frac{1}{500} \times H = \delta_h = \frac{8 \times 1000}{500} = 16 \text{ mm}$$

Esta deflexión del muro está dentro de los límites tolerables.

Los valores de la zona de influencia mostrados en la ilustración 10, donde las deformaciones del terreno son visibles, y son definidos por una distancia horizontal detrás del muro anclado de concreto lanzado, DDEF, y puede ser estimada con la siguiente expresión:

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C(1 - \tan \alpha) = 0.8 \times 8(1 - \tan 0) = 6,40m$$

## PASO 5 – OTRAS CONSIDERACIONES

### A. Drenaje

A pesar del profundo nivel freático se va a utilizar:

*Tiras de geocompuestos* de 300 mm, que serán colocados verticalmente contra la excavación con una separación de 1,50 m.

*Tubos de drenaje*, que son tubos de PVC perforados de 50 mm con una inclinación de 10°.

Lloradero, tubo de PVC de 300 mm colocados en la base del muro para recoger las aguas de las tiras de geocompuesto, que atravesara el revestimiento temporal y permanente.

### RESUMEN DEL DISEÑO

ELEMENTO	DESCRIPCION	VALORES
<b>Patrón de ubicación de los anclajes</b>	Cuadrangular	-
<b>Inclinación de los Anclajes</b>	Uniforme	15 °
<b>Numero de anclajes</b>	Por sección	3
<b>Espaciamiento de los Anclajes</b>	Vertical, Sv	3 m
	Horizontal, Sh	1,30 m
<b>Longitud de los Anclajes</b>	Configuración no-uniforme	L1:22
		L2:22
		L3:22
<b>Diámetro de la perforación</b>	Diámetro mínimo	300 mm
<b>Lechada</b>	Lechada de cemento	Resistencia mínima f'c = 21 Mpa

Una vez determinada cada una de las componentes del anclaje se utilizó el software PLAXIS 2D para evaluar la estabilidad global del corte y del muro anclado, en el cual los resultados garantizan de este modo la estabilidad de la excavación, cumpliendo con los requisitos establecidos en la NSR-10.

El diseño estructural de la pantalla, 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 ultima (f'c), su módulo de elasticidad y los momentos de inercia.

## 9. 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.
- Todos los muros y estribos se deben diseñar con un filtro o subdren en su parte posterior para evitar el aumento del nivel freático y daño posterior en la obra.
- 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 a carga distribuida y el suelo de origen aluviotorrencial (materiales irregulares)

- Los taludes de corte muestran estabilidad con taludes de 1H: 3V para la altura máxima de 6.0 metros. Por lo tanto en los sectores de corte máximo, debe manejarse esta condición o aplicar corte vertical en tramos cortos con el fin de ir construyendo el muro en tramos parciales. Esto no solamente favorece la estabilidad del corte vertical, sino que permite un mejor control de deformaciones horizontales en los sectores cercanos a las edificaciones próximas.
- Es un sistema caro pero principalmente debe usarse ante la imposibilidad de hacer tratamientos convencionales en zonas donde necesitas espacio para obras como vías y edificios.

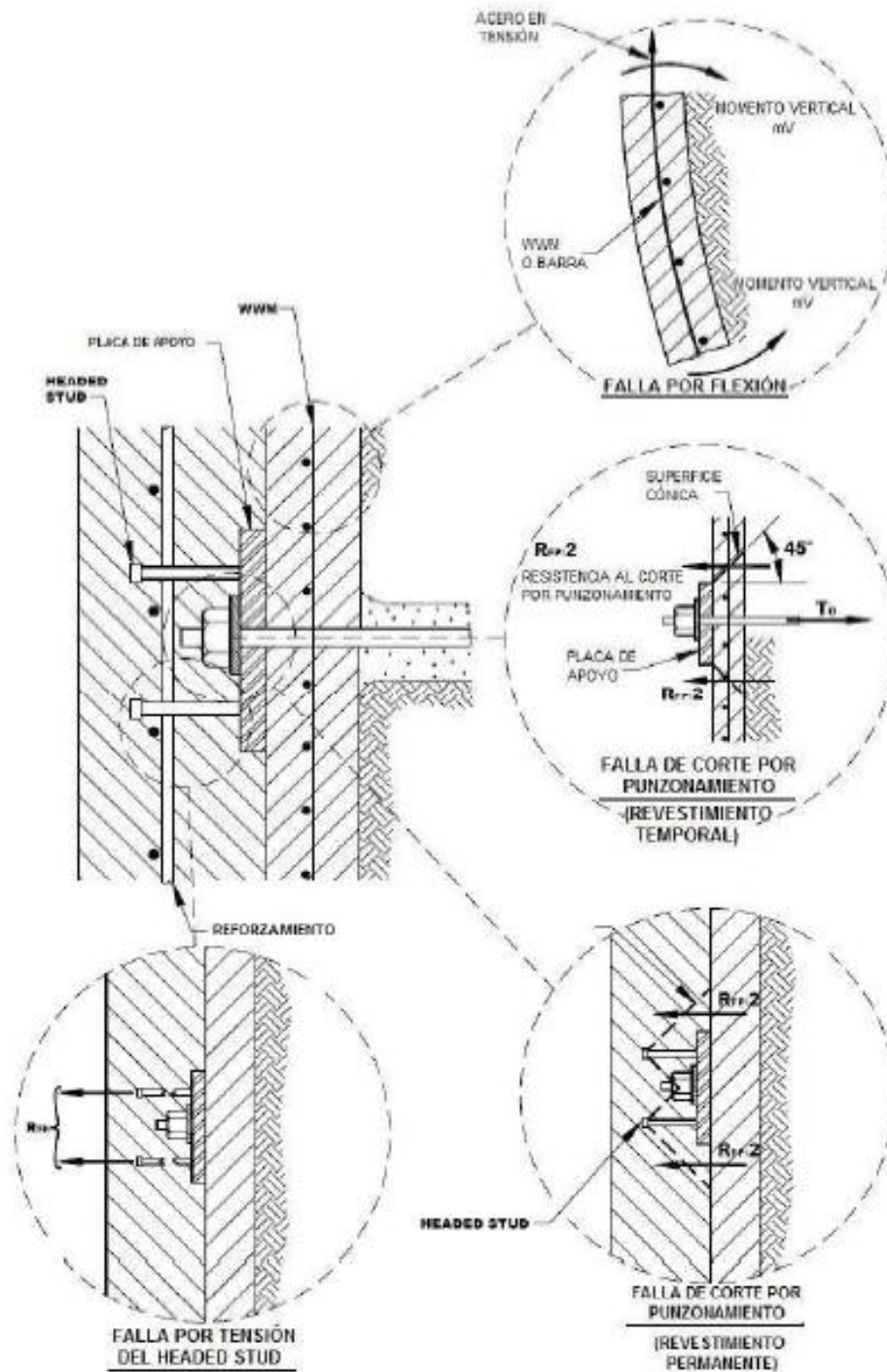
## BIBLIOGRAFÍA

- 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).
- 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. & BACHUS R.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).

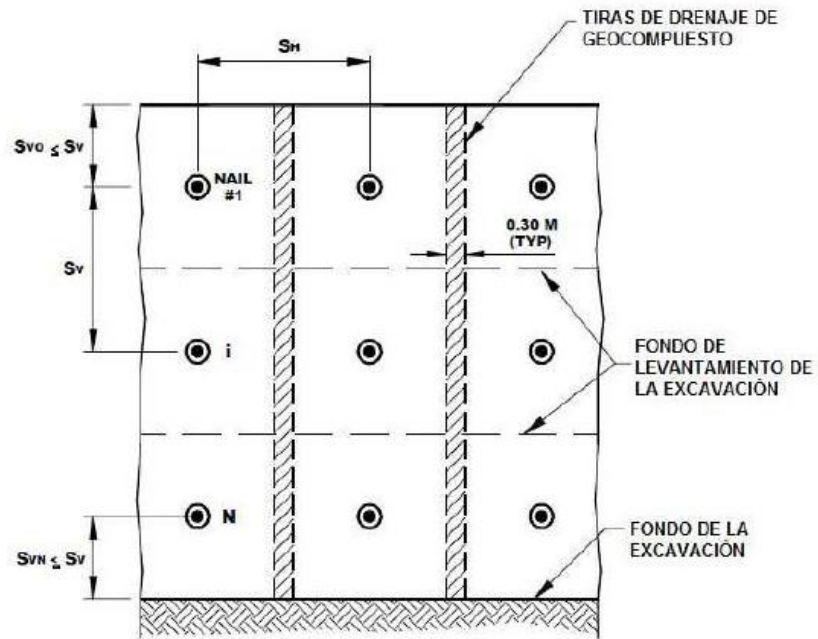
# ANEXOS

---

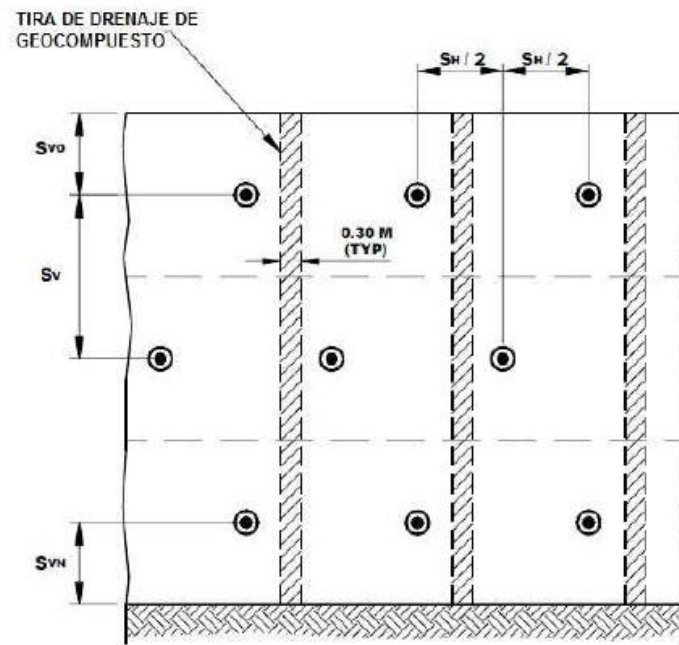
ANEXO A: MODOS DE FALLA DE CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO



## ANEXO B: UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES.

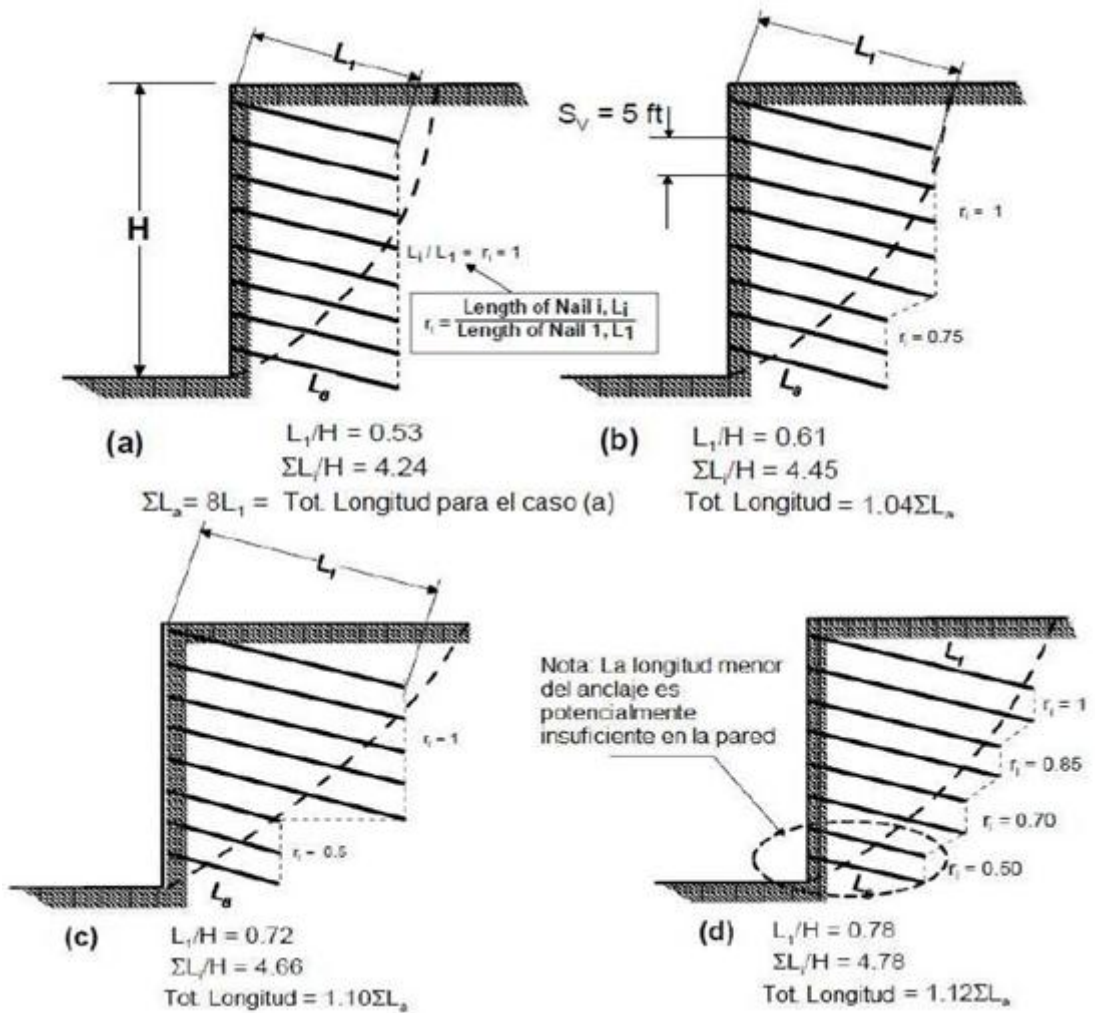


Fuente: Soil Nail Walls.



PATRÓN TRIANGULAR DE LOS ANCLAJES

ANEXO C: EFECTOS DE LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES DE LAS LONGITUDES DE LOS ANCLAJES

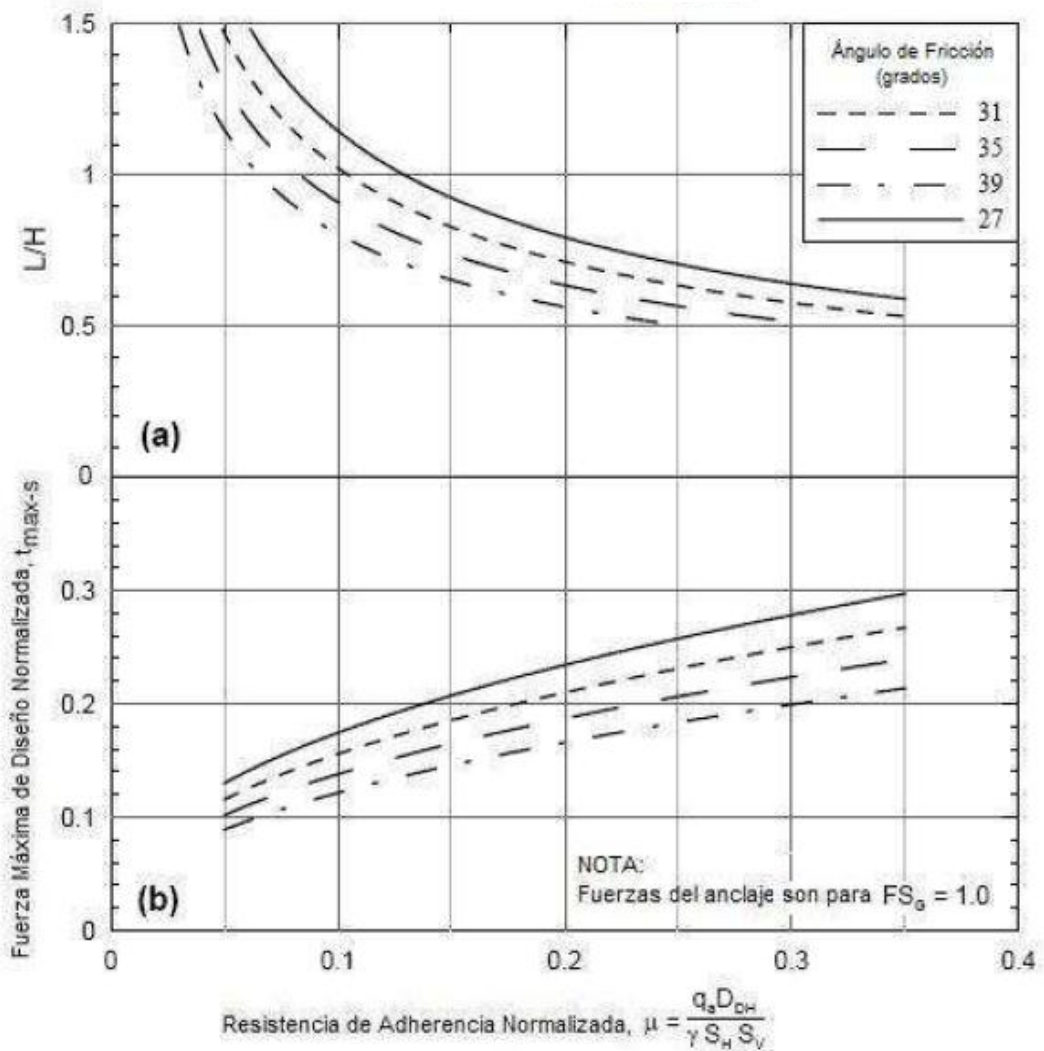
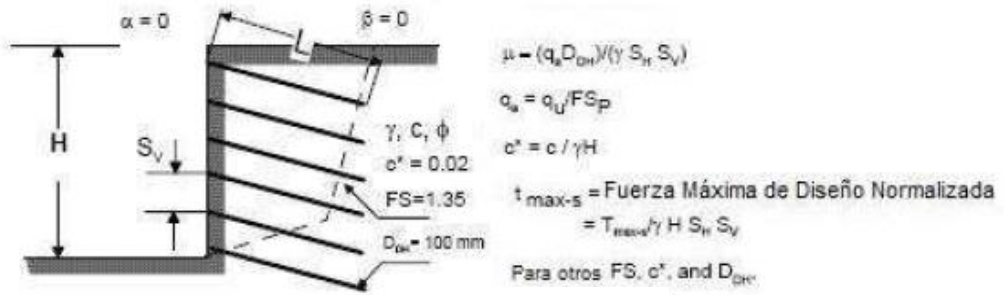


Peso Unitario del suelo	$\gamma$	120 pcf
Ángulo de fricción	$\phi'$	35°
Cohesión	$c'$	100 psf
Diámetro de la	DDH	4 inch
Resistencia última de	qu	20 psi
Factor de seguridad al arrancamiento	FSP	2.0
Factor de seguridad global	FSG	1,35

Fuente: [Soil Nail Walls](#).

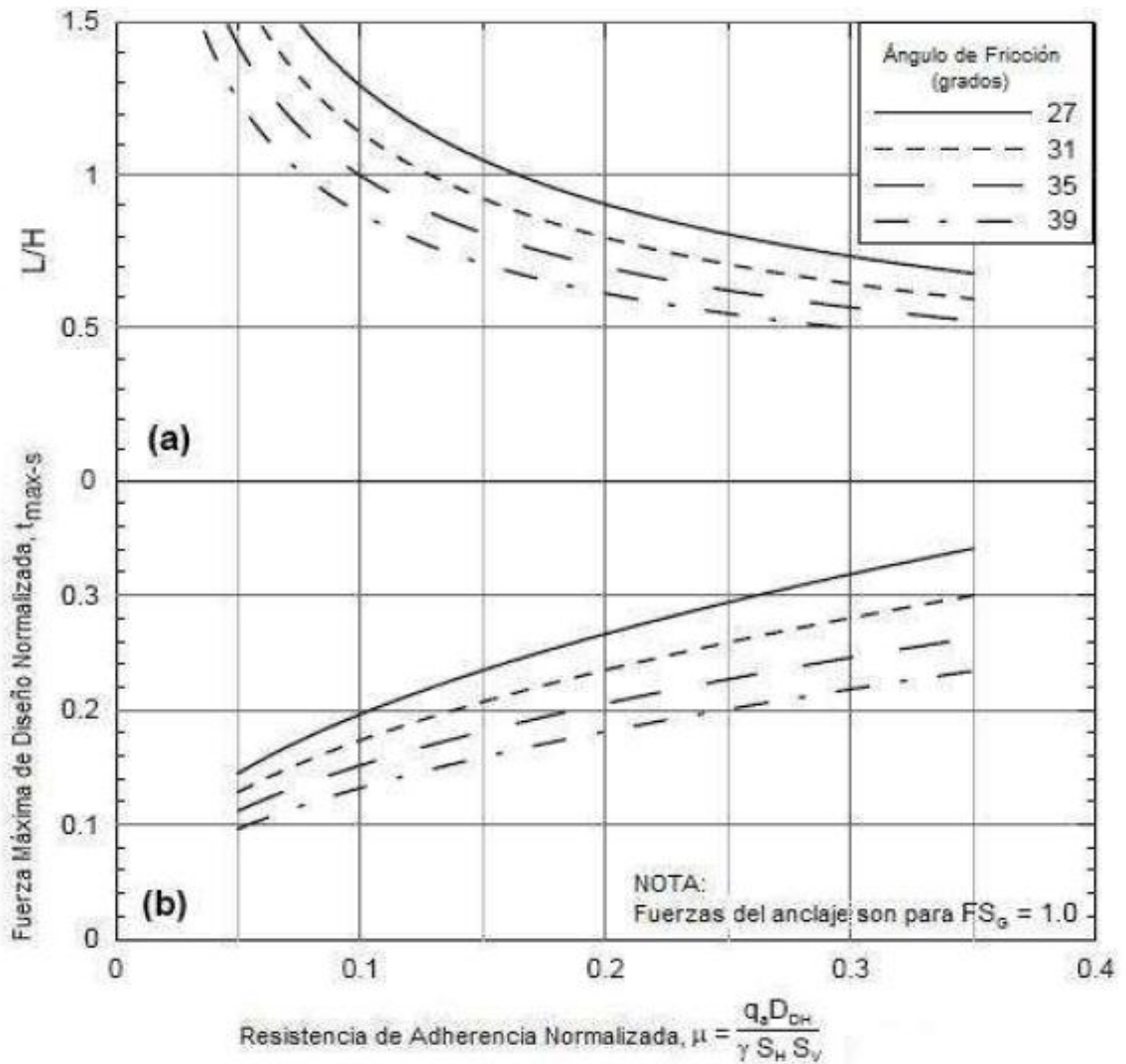
**ANEXO D: GRAFICOS SIMPLIFICADOS**

ABACO 1. PARA  $\alpha = 0^\circ$  y  $\beta = 0^\circ$ .



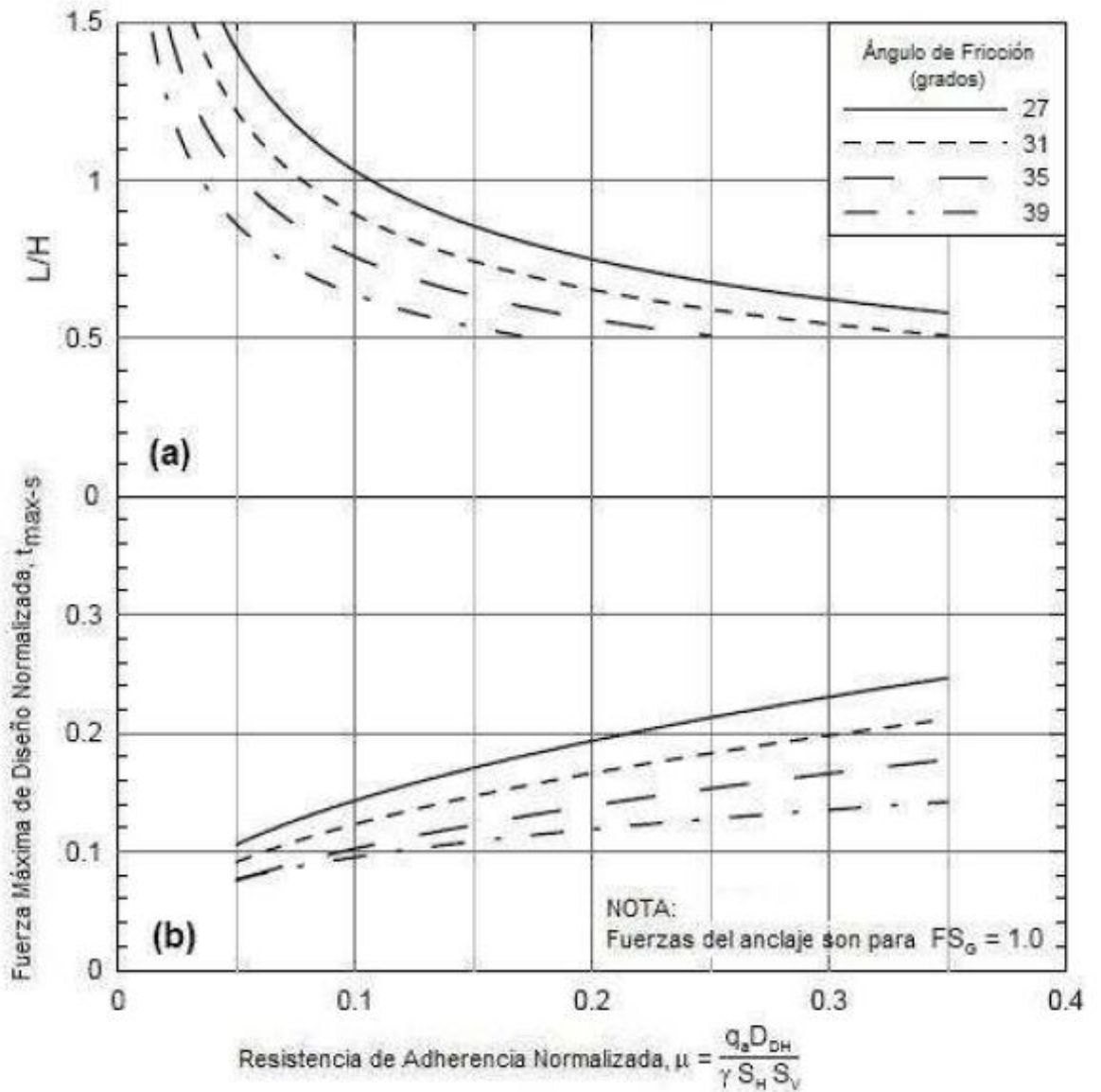
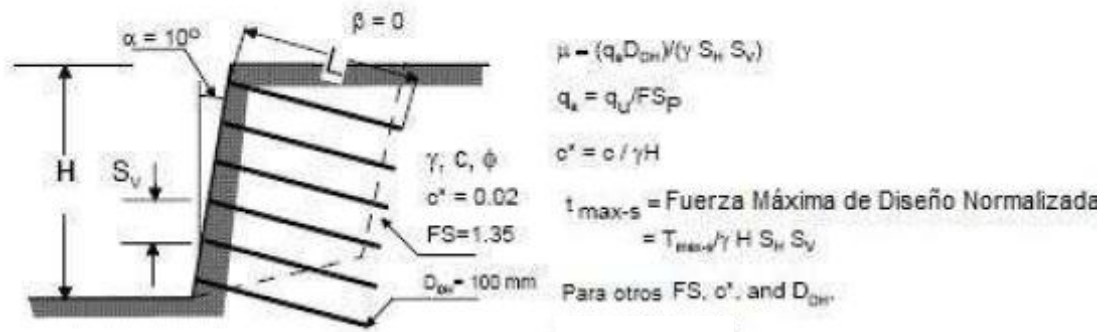
**Fuente:** Soil Nail Walls.

ABACO 2. PARA  $\alpha = 0^\circ$  y  $\beta = 10^\circ$ .

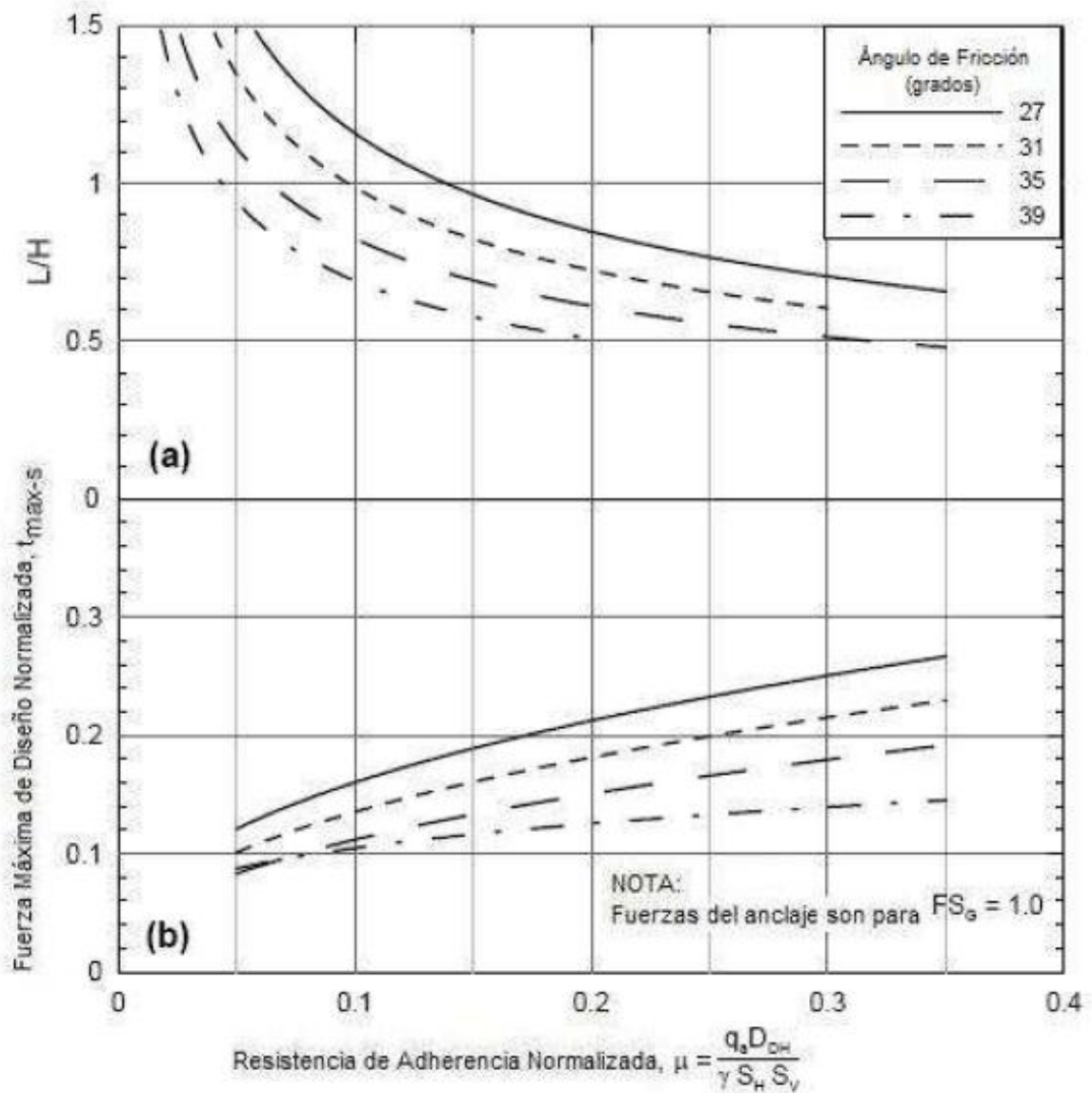
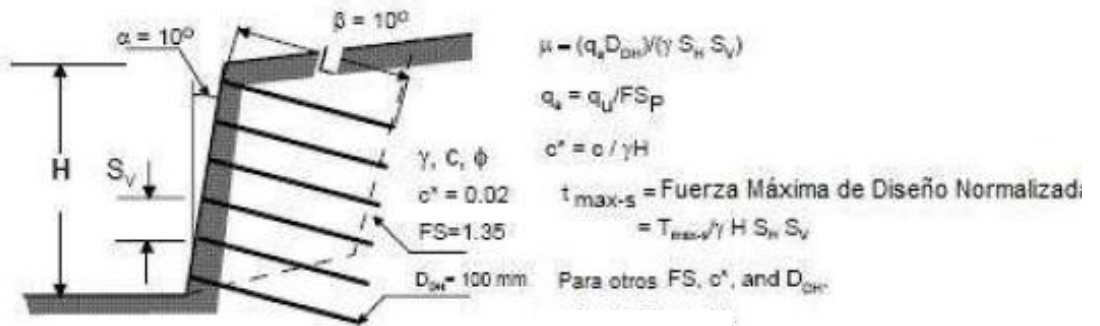


Fuente: Soil Nail Walls.

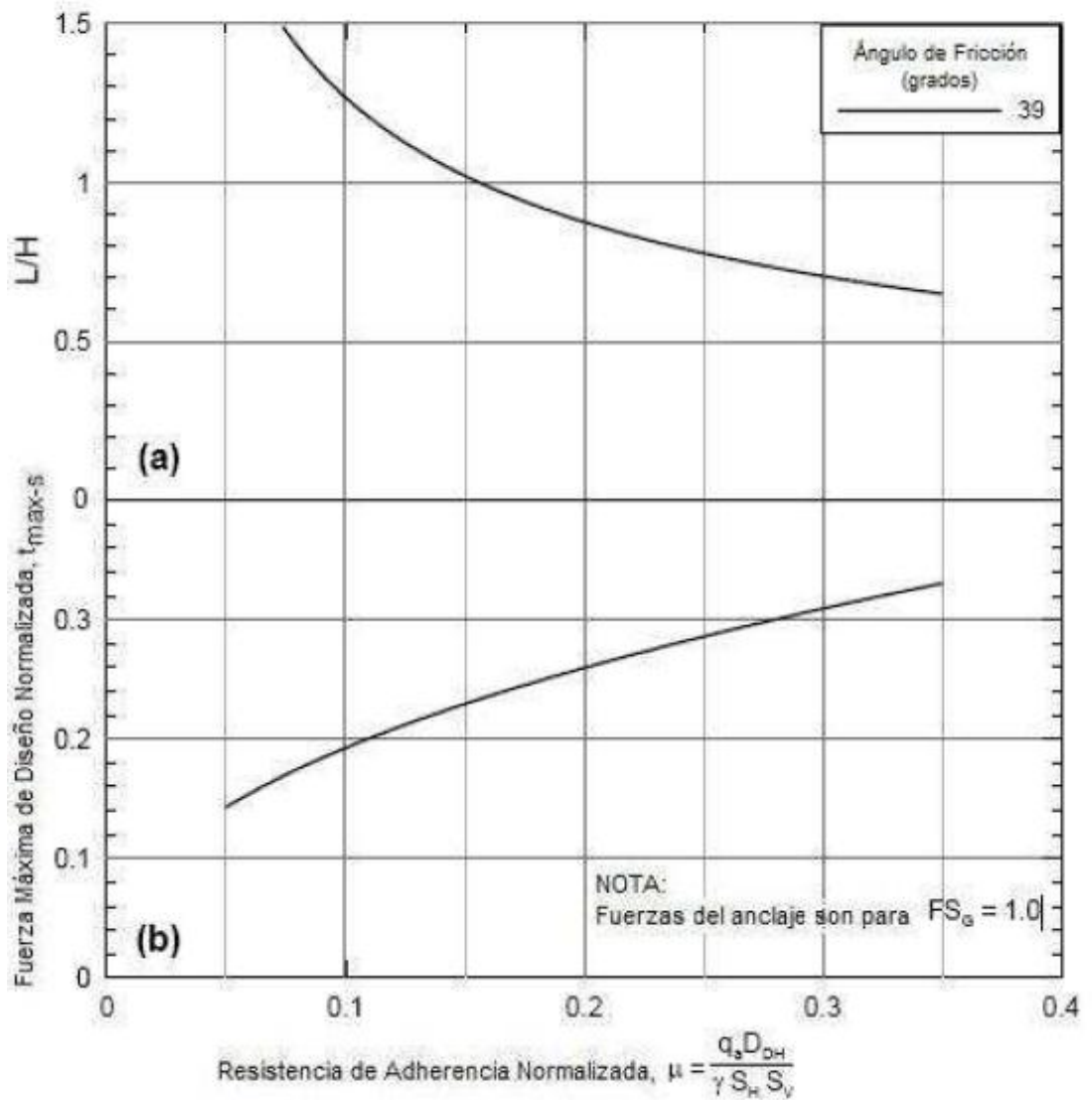
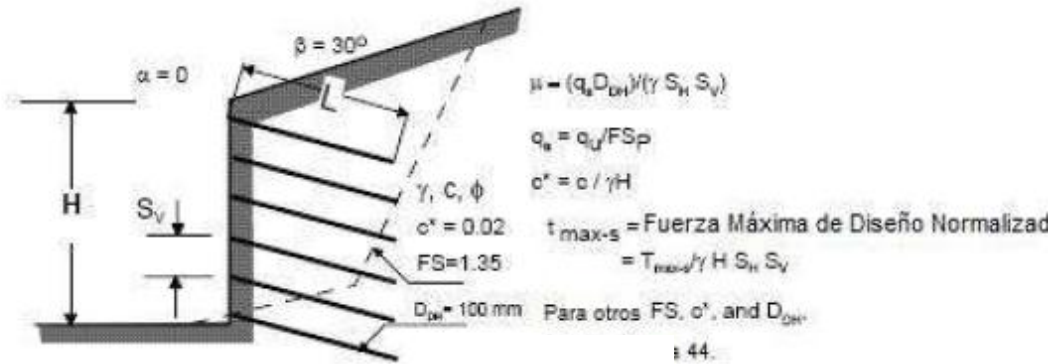
ABACO 3: PARA  $\alpha = 10^\circ$  y  $\beta = 0^\circ$ .



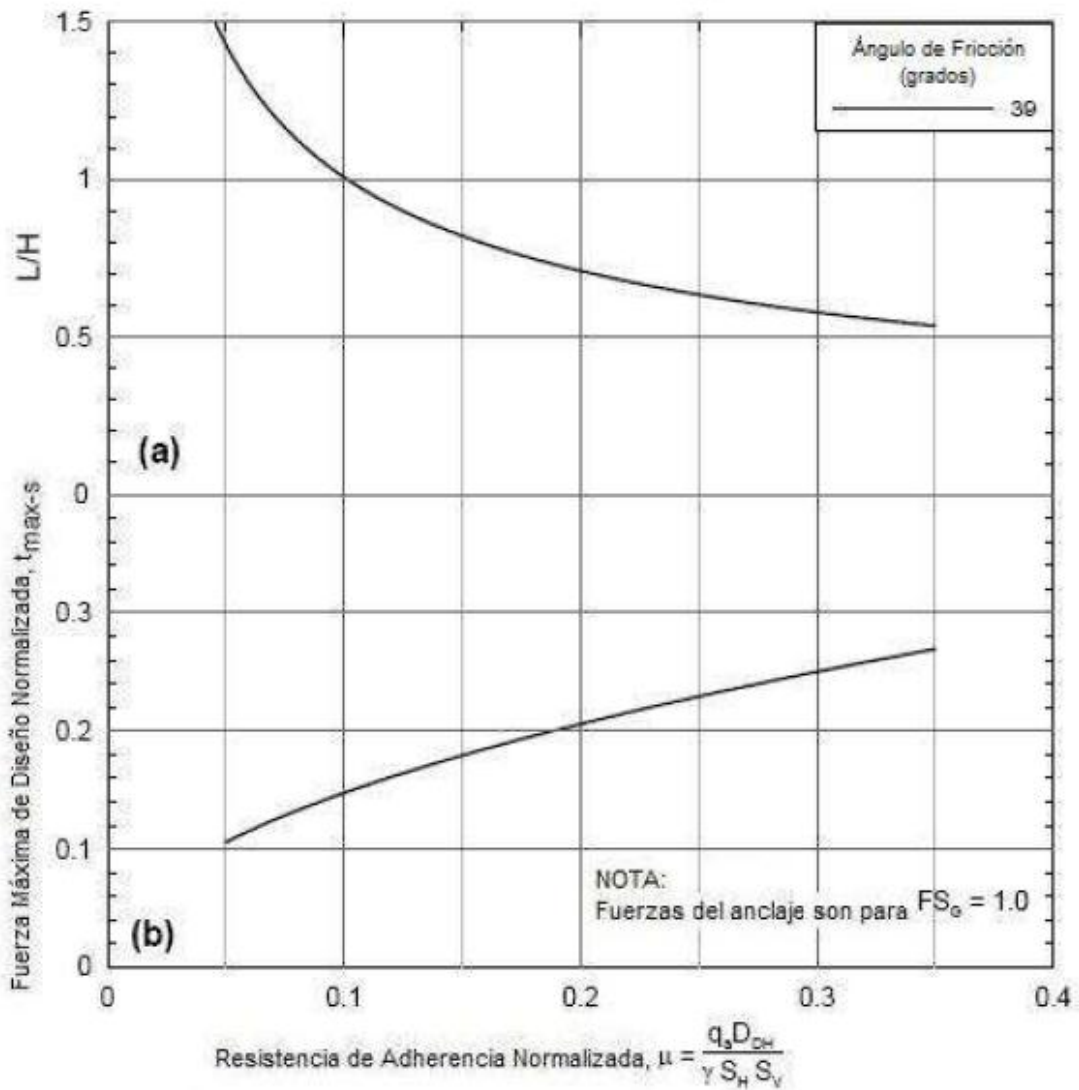
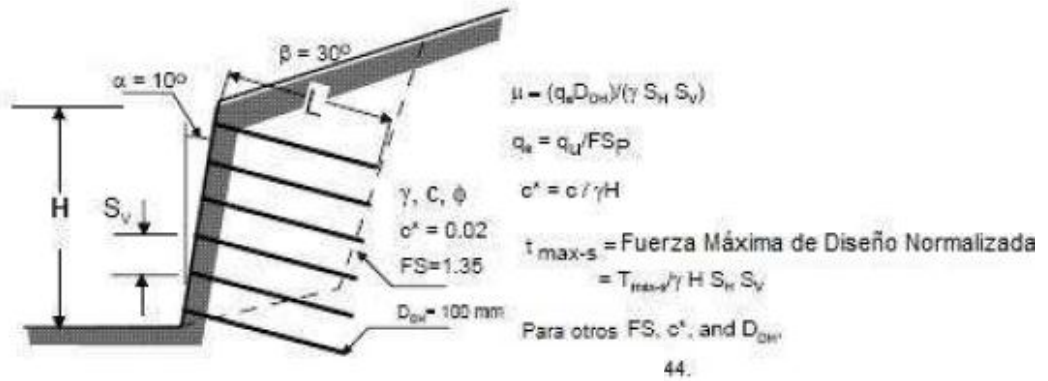
ABACO 4: PARA  $\alpha = 10^\circ$  y  $\beta = 10^\circ$ .



ABACO 5: PARA  $\alpha = 0$  y  $\beta = 30^\circ$ .



ABACO 6: PARA  $\alpha = 10^\circ$  y  $\beta = 30^\circ$ .



ANEXO E: SONDEOS REALIZADOS

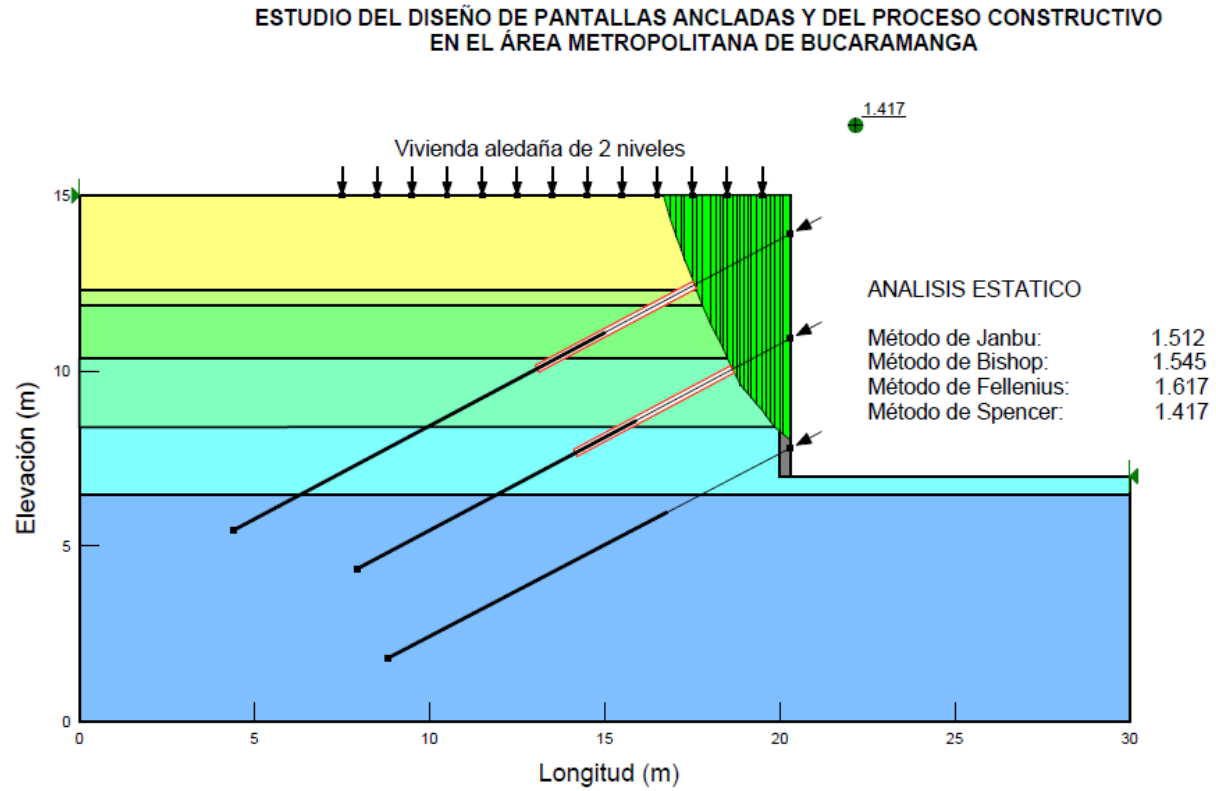
RESULTADO SONDEO 1

Escala		Litología	Descripción	Cota	N° Golpes Ensayo S.P.T. 6"-12"-18"	Método Perforación	N° Muestra	SUCS	Nivel Freatico	Humedad (%)	L.L (%)	L.P (%)	Ip (%)	Pasa 200 (%)
0.0			Suelo Aluvial compuesto por arcilla inorgánica de baja a media plasticidad, color naranja rojizo, con partículas de cuarzo, plagioclasa, de consistencia densa, altamente meteorizado. No consolidado.	1.00	APIQUE de 0.00 a 1.00	APIQUE								
1.0				1.45	15-18-20 de 1.00 a 1.45	SPT								
2.0				1.90	24-26-28 de 1.45 a 1.90	SPT	1			17.34				
3.0			Suelo Aluvial compuesto por arena arcillosa, color amarillo claro con partículas de plagioclasa, consistencia densa, altamente meteorizado. No consolidado.	2.35	10-14-14 de 1.90 a 2.35	SPT	2	CL		18.13	50.0	26.42	23.58	50.75
4.0				2.80	14-15-19 de 2.35 a 2.80	SPT	3			19.71				
5.0				3.25	24-27-36 de 2.80 a 3.25	SPT	4	CL		16.19	37.0	20.16	16.84	51.42
6.0			Suelo Aluvial compuesto por arena limosa rica en cuarzo y plagioclasa, color amarillo, de consistencia densa, altamente meteorizado. No consolidado.	3.70	35-34-36 de 3.25 a 3.70	SPT	5	SC		15.03	36.0	20.35	15.65	44.70
7.0				4.15	36-37-40 de 3.70 a 4.15	SPT	6			26.25				
8.0			Suelo Aluvial compuesto por arena arcillosa con fragmentos de roca, color naranja, de consistencia densa, altamente meteorizado. No consolidado.	5.65	BARRENA de 4.15 a 5.65	BARRENA	7	SM		20.58	NP	NP		16.88
9.0			Suelo Aluvial compuesto por arcilla inorgánica de baja a media plasticidad con fragmentos de roca, color naranja, de consistencia densa, altamente meteorizado. No consolidado.	6.10	40-39-45R de 5.65 a 6.10	SPT								
10.0			Ensayo Corte Directo Ø=36° C=0.29 (Kg/cm2)	7.60	BARRENA de 6.10 a 7.60	BARRENA	8	SC		29.38	35.0	20.54	14.46	36.53
11.0			Suelo Aluvial compuesto por arena arcillosa con fragmentos de roca, color naranja, de consistencia densa, altamente meteorizado. No consolidado.	8.05	37-40-49R de 7.60 a 8.05	SPT	9	SC		15.04	35.0	20.44	14.56	37.18
				9.55	BARRENA de 8.05 a 9.55	BARRENA	10	CL		33.69	35.00	20.25	14.75	50.10
				11.05	BARRENA de 9.55 a 11.05	BARRENA	11	SC		25.61	38.00	22.03	15.97	37.11

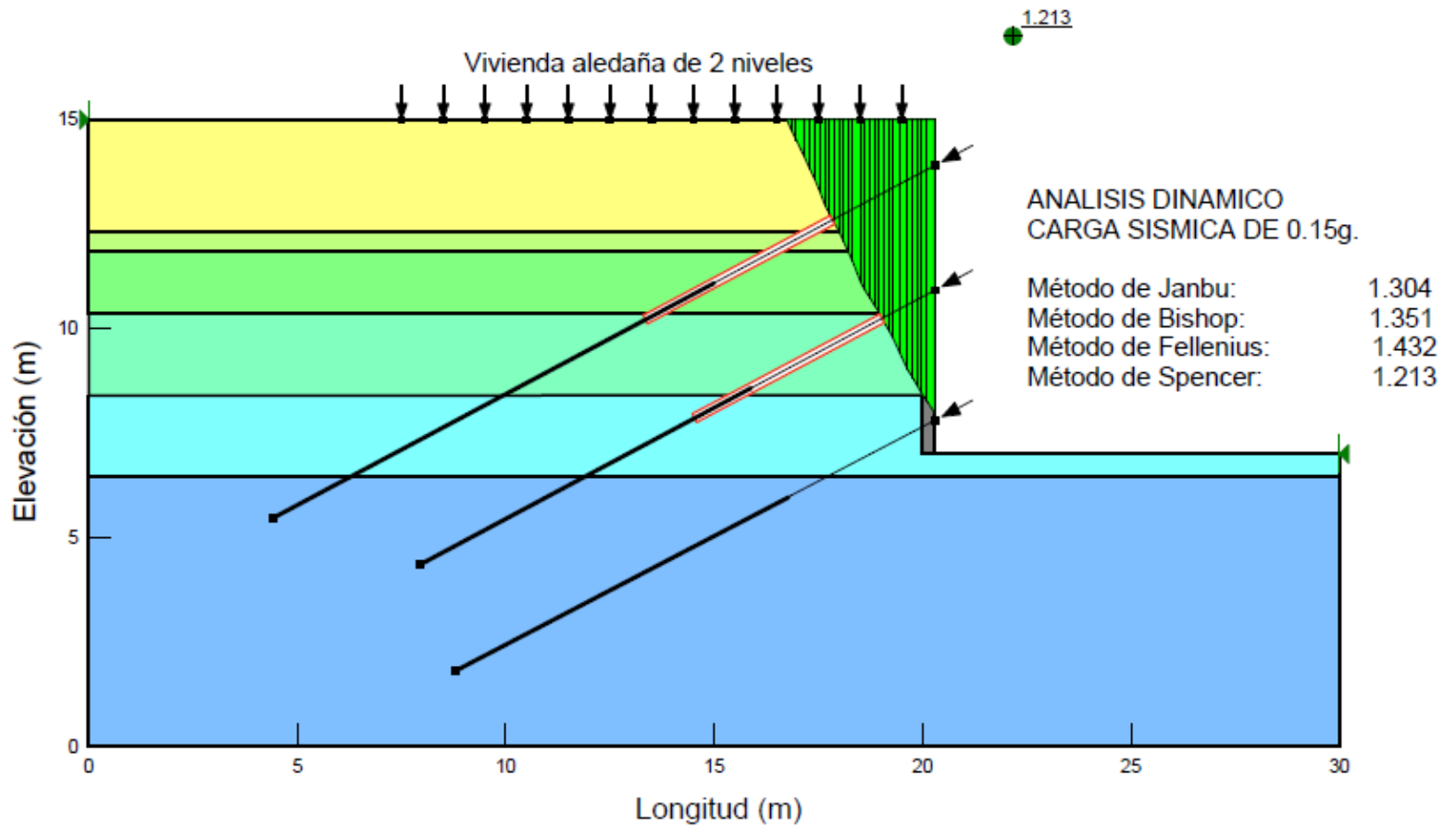
RESULTADO SONDEO 2

Escala		Litología	Descripción	Cota	Nº Golpes Ensayo S.P.T. 6"-12"-18"	Método Perforación	Nº Muestra	SUCS	Nivel Freatico	Humedad (%)	L.L (%)	L.P (%)	Ip (%)	Pasa 200 (%)
0.0														
1.0			Suelo Aluvial compuesto por limoso ligeramente arenoso con fragmentos líticos tamaño grava, color naranja rojizo.No consolidado.	1.00	APIQUE de 0.00 a 1.00	APIQUE								
1.40				1.40	10-10-10 de 1.00 a 1.40	SPT								
1.80				1.80	10-15-25 de 1.40 a 1.80	SPT	1			14.41				
2.25			Suelo Aluvial compuesto por arena limosa con presencia de partículas de cuarzo, plagioclasa y líticos, color amarillo.No consolidado.	2.25	10-11-11 de 1.80 a 2.25	SPT								
2.70				2.70	11-11-17 de 2.25 a 2.70	SPT	2	CL		12.93	43.0	25.56	17.44	55.01
3.15				3.15	45-48-56 de 2.70 a 3.15	SPT	3	SM		4.81	N.P.	N.P.		26.49
4.0			Suelo Aluvial compuesto por arcilla inorganica muy plastica, gris verdoso, no consolidado, muy meteorizado, presenta partículas tamaño arena fina de líticos.	4.65	BARRENA de 3.15 a 4.65	BARRENA	4	CH		16.48	51.0	28.25	22.75	53.32
5.0			Suelo Aluvial compuesto por arena limosa con partículas de cuarzo, plagioclasa y líticos, color amarillo. No consolidado.	5.10	38-40-46R de 4.65 a 5.10	SPT	5	SM		10.11	N.P.	N.P.		14.47
6.0				6.60	BARRENA de 5.10 a 6.60	BARRENA	6	SM		17.07	N.P.	N.P.		27.38
7.0			Suelo Aluvial compuesto por limoso con partículas de tamaño arena fina de líticos, color rojizo.No consolidado. Altamente meteorizado.	8.10	BARRENA de 6.60 a 8.10	BARRENA	7			21.88				
8.0				8.55	40-48-60R de 8.10 a 8.55	SPT	8	ML		18.69	49.0	28.54	20.46	52.76
9.0			Suelo aluvial compuesto por arena limosa, color rosado grisáceo, con cuarzo, plagioclasa y líticos, además presenta fragmentos de roca. Ensayo Corte Directo $\phi=34\phi$ C=0.20 [kg/cm2]	10.05	BARRENA de 8.55 a 10.05	BARRENA	9	SM			N.P.	NP		21.49
10.0														

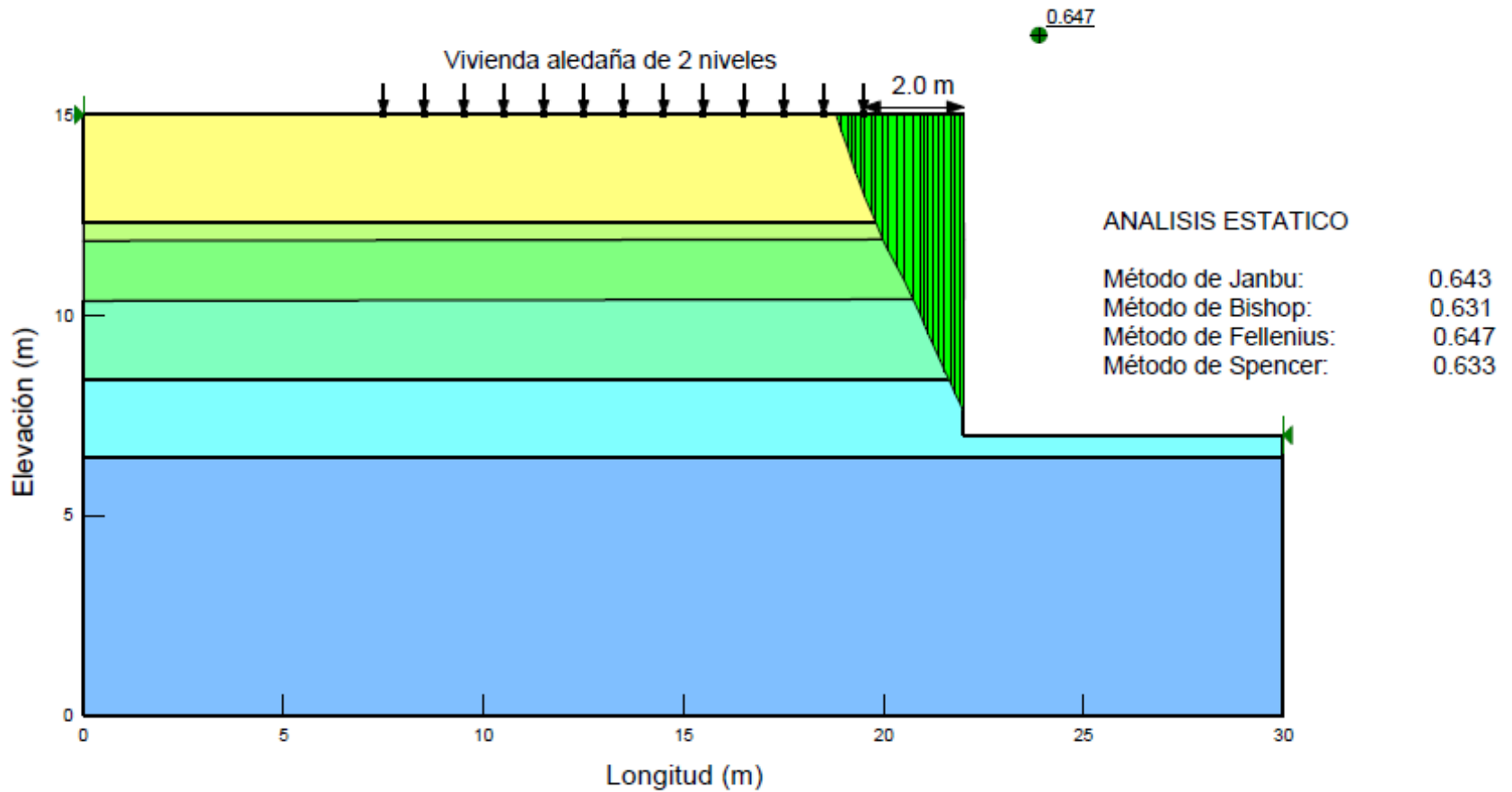
ANEXO F: RESULTADOS DE LOS MODELAMIENTOS



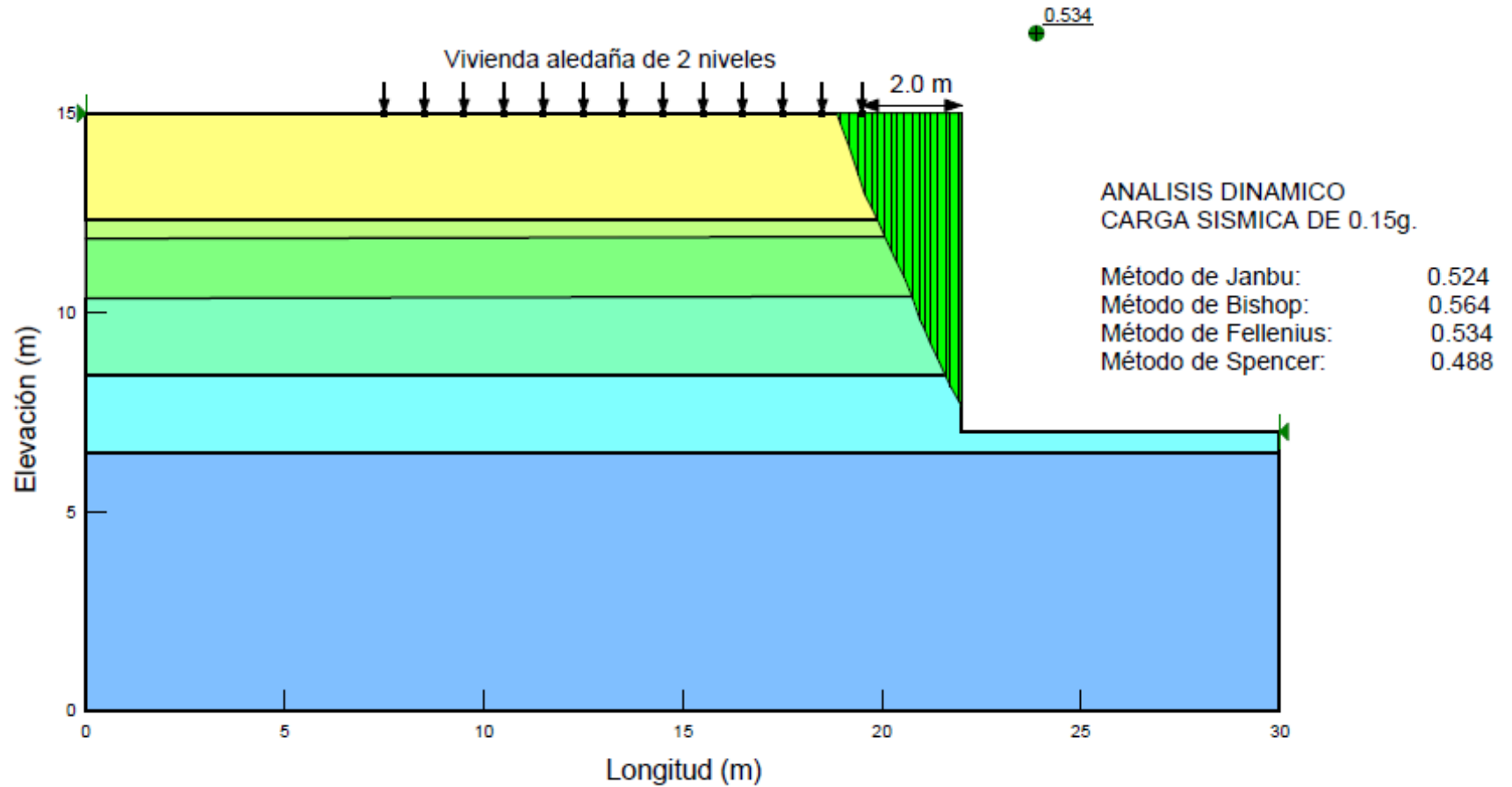
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



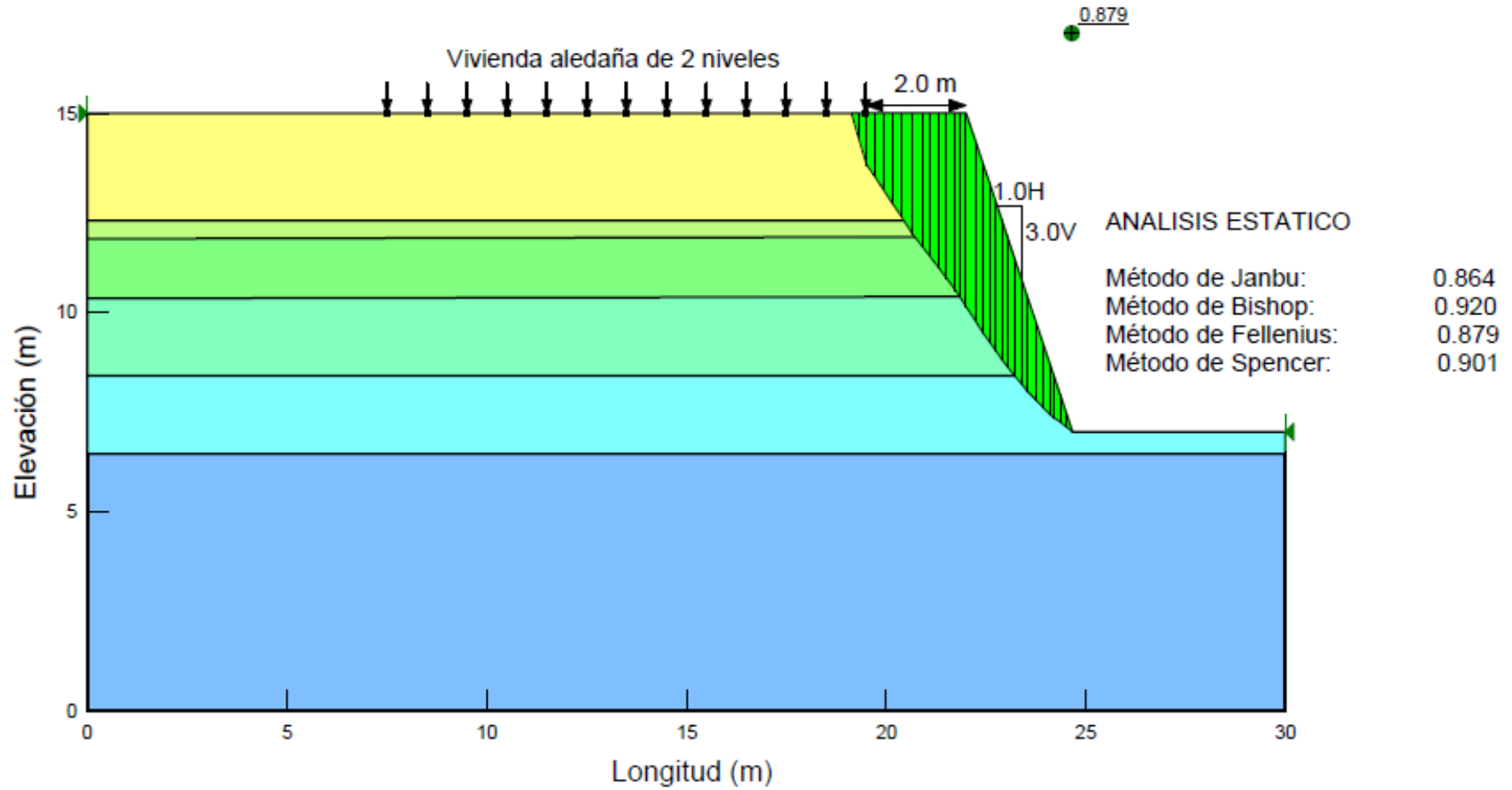
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



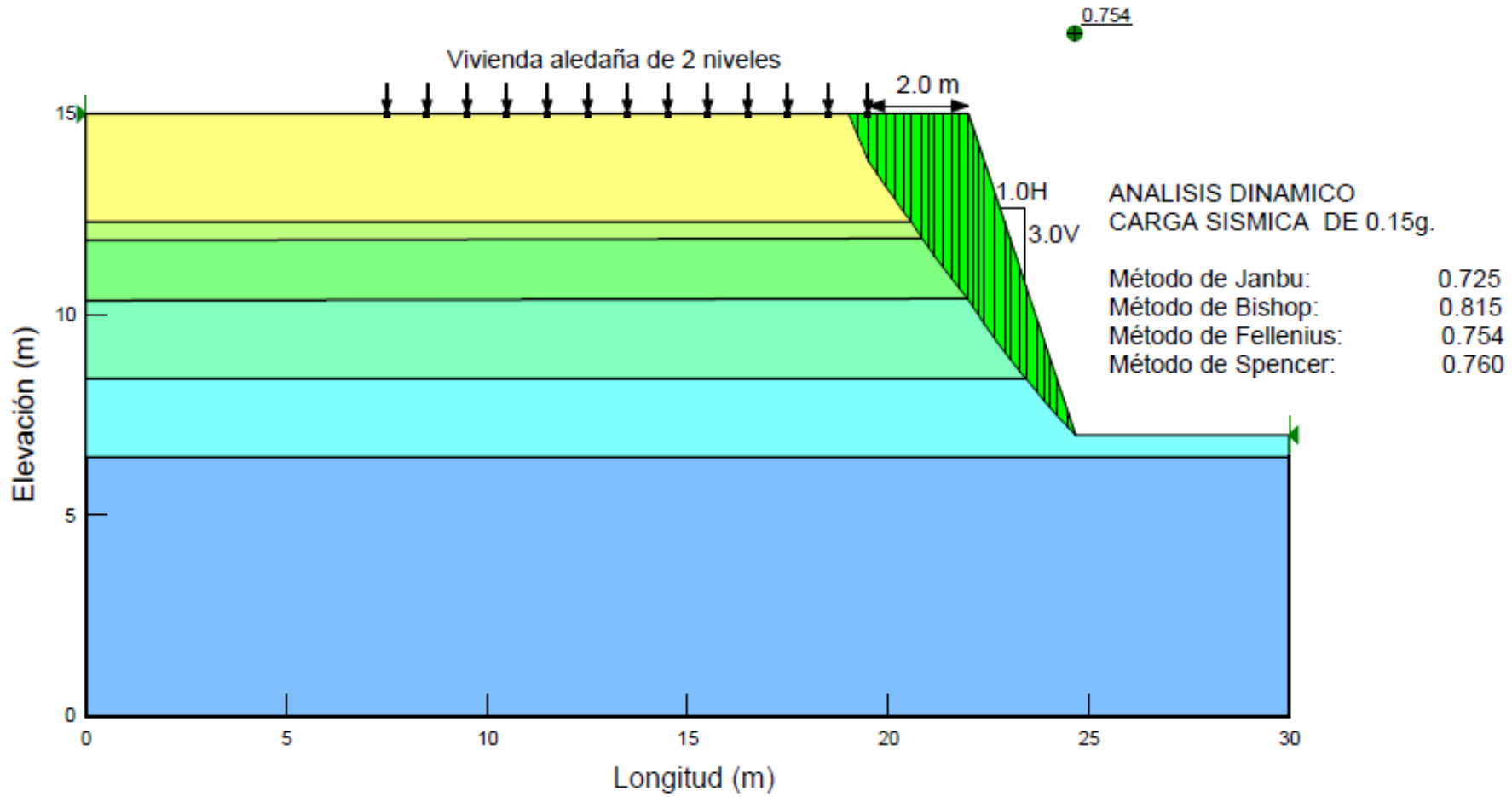
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



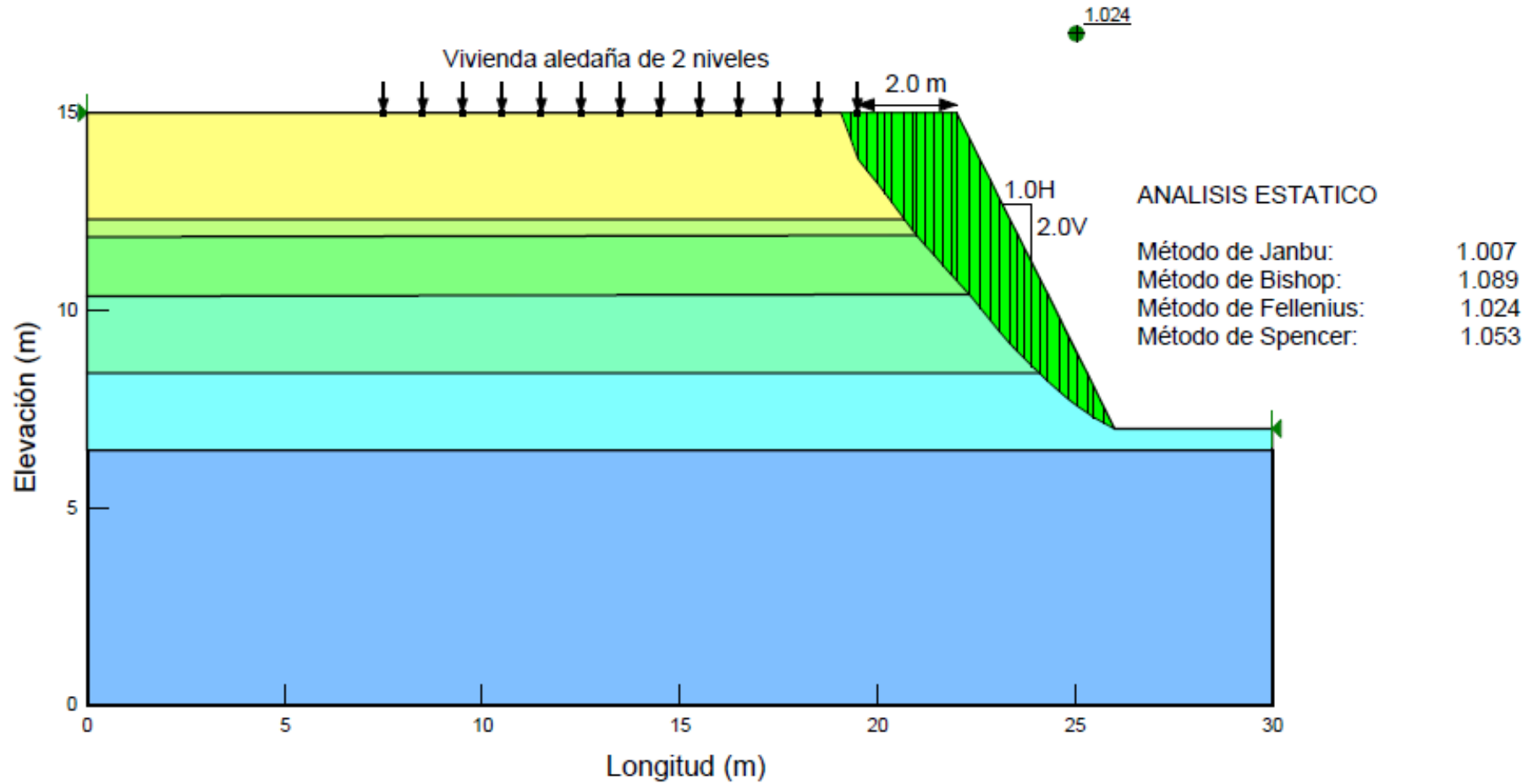
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



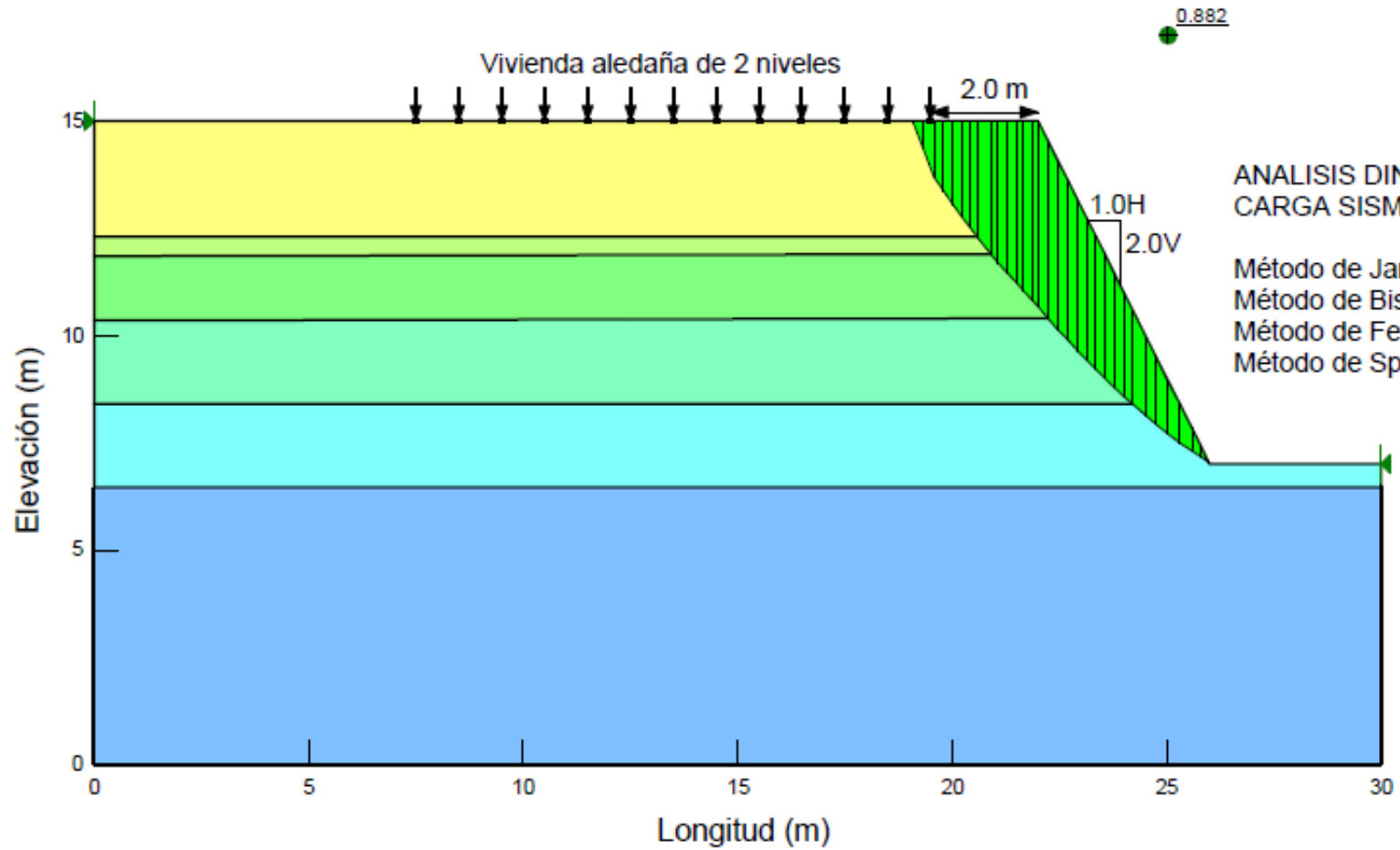
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



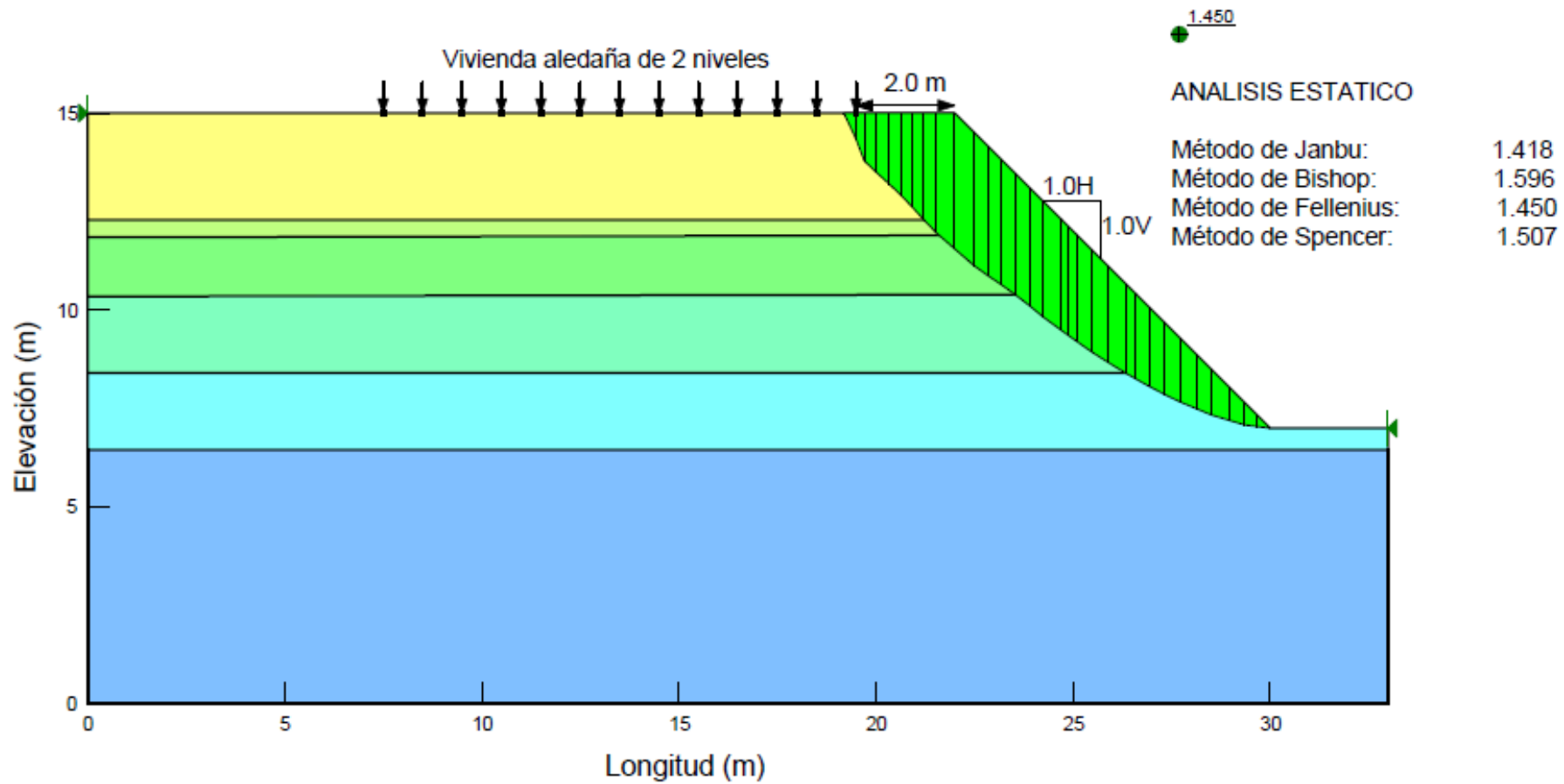
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



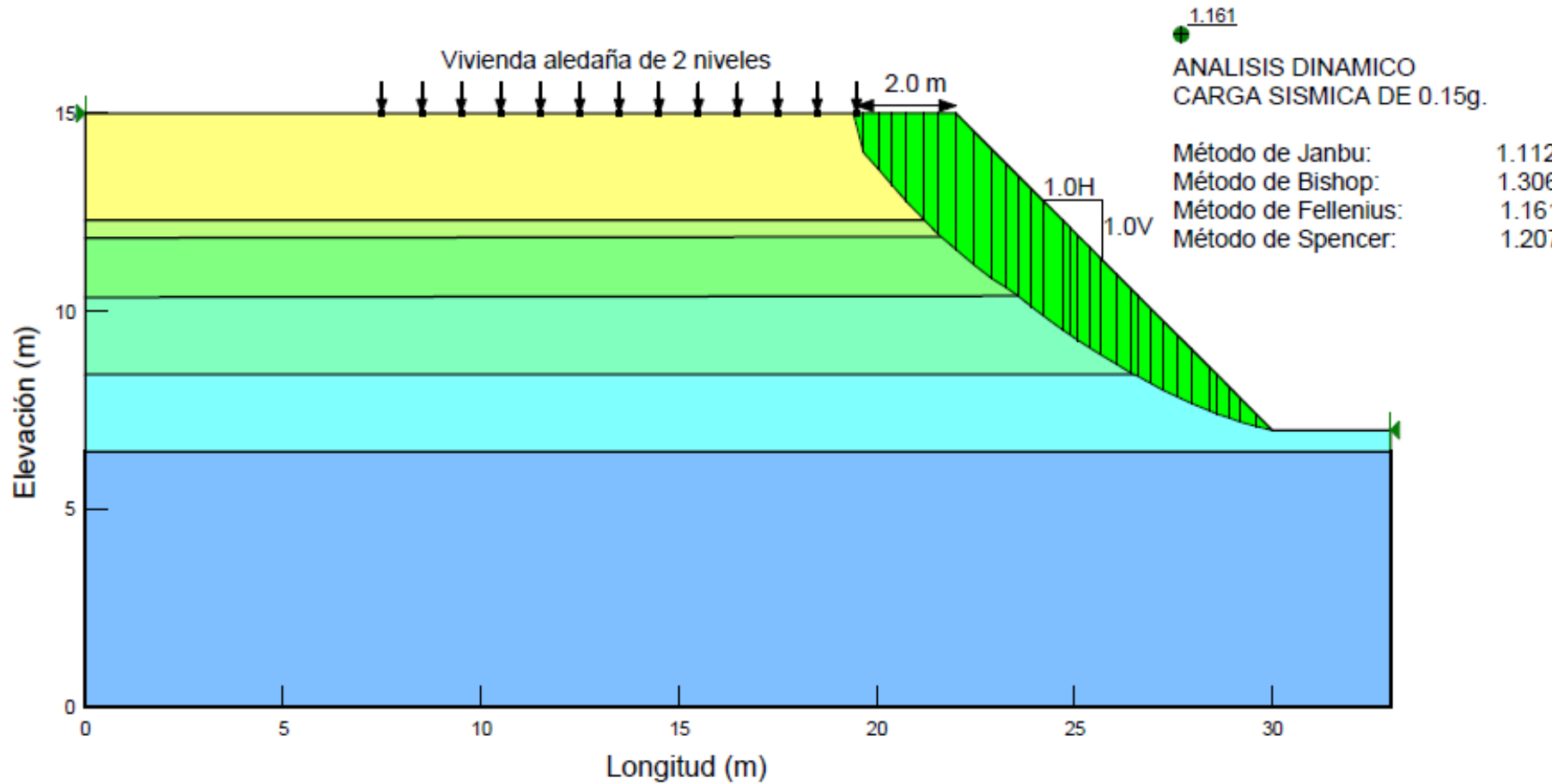
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

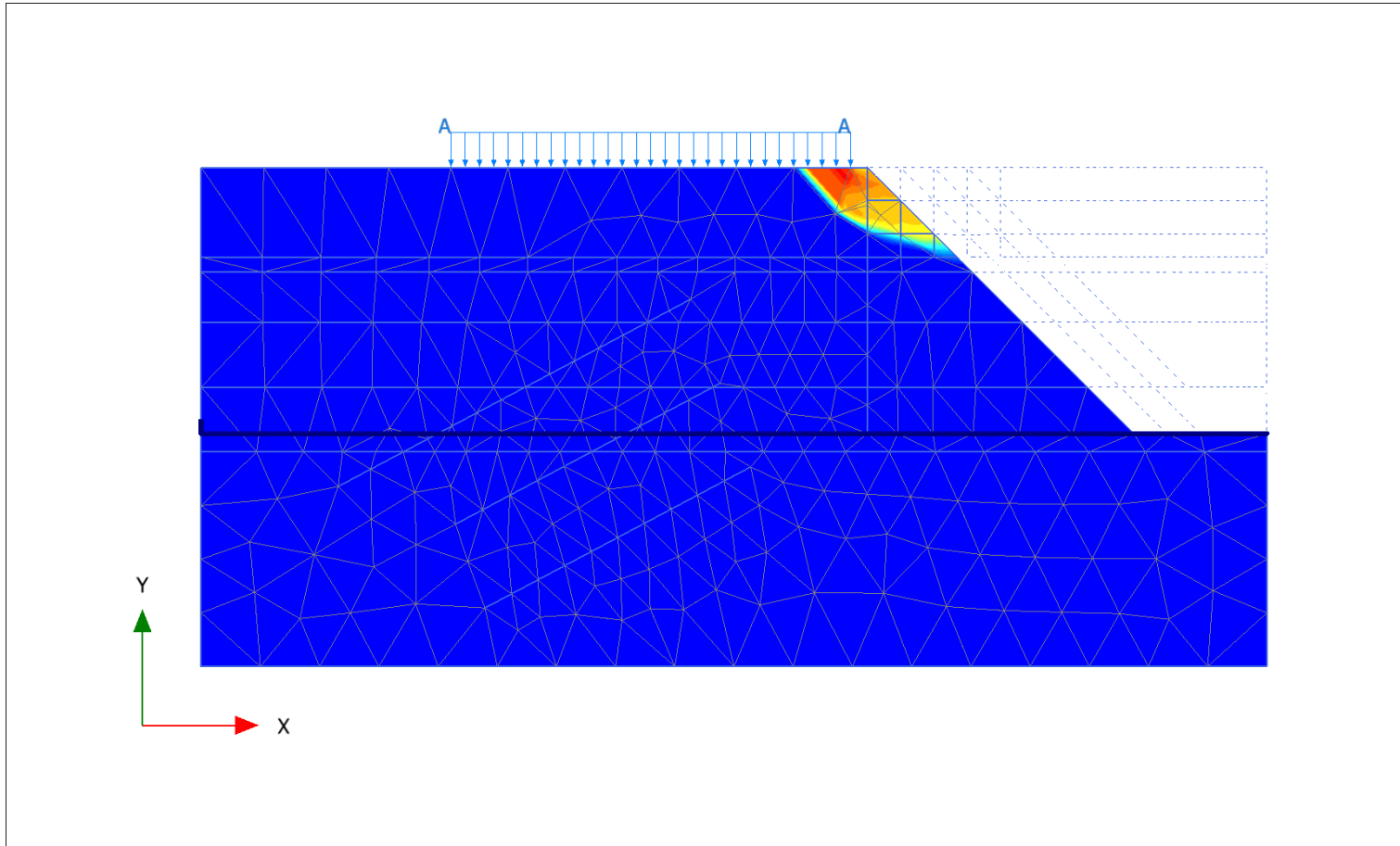


ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA



ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

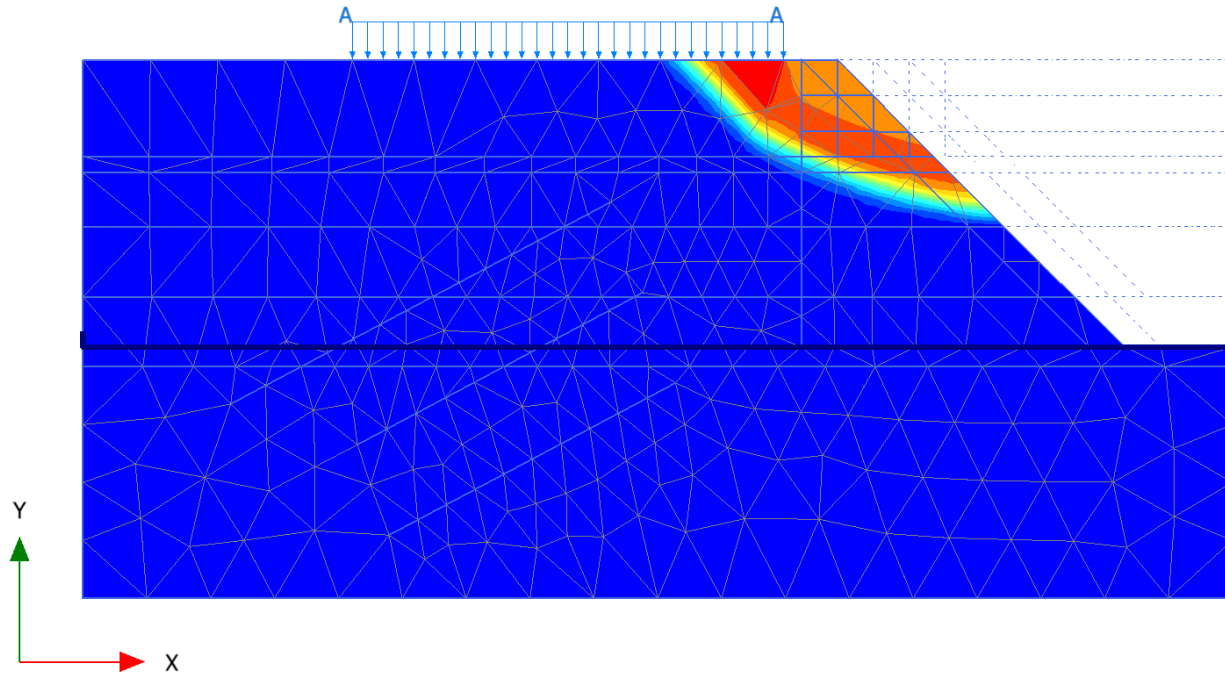


<b>PLAXIS</b>	<i>Project description</i>		<i>Date</i>
	Superficie de falla sin aislamiento.		27/10/2012
	<i>Project filename</i>	<i>Step</i>	<i>User name</i>
	MODELO_CALLE 54 CON 29	643	Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

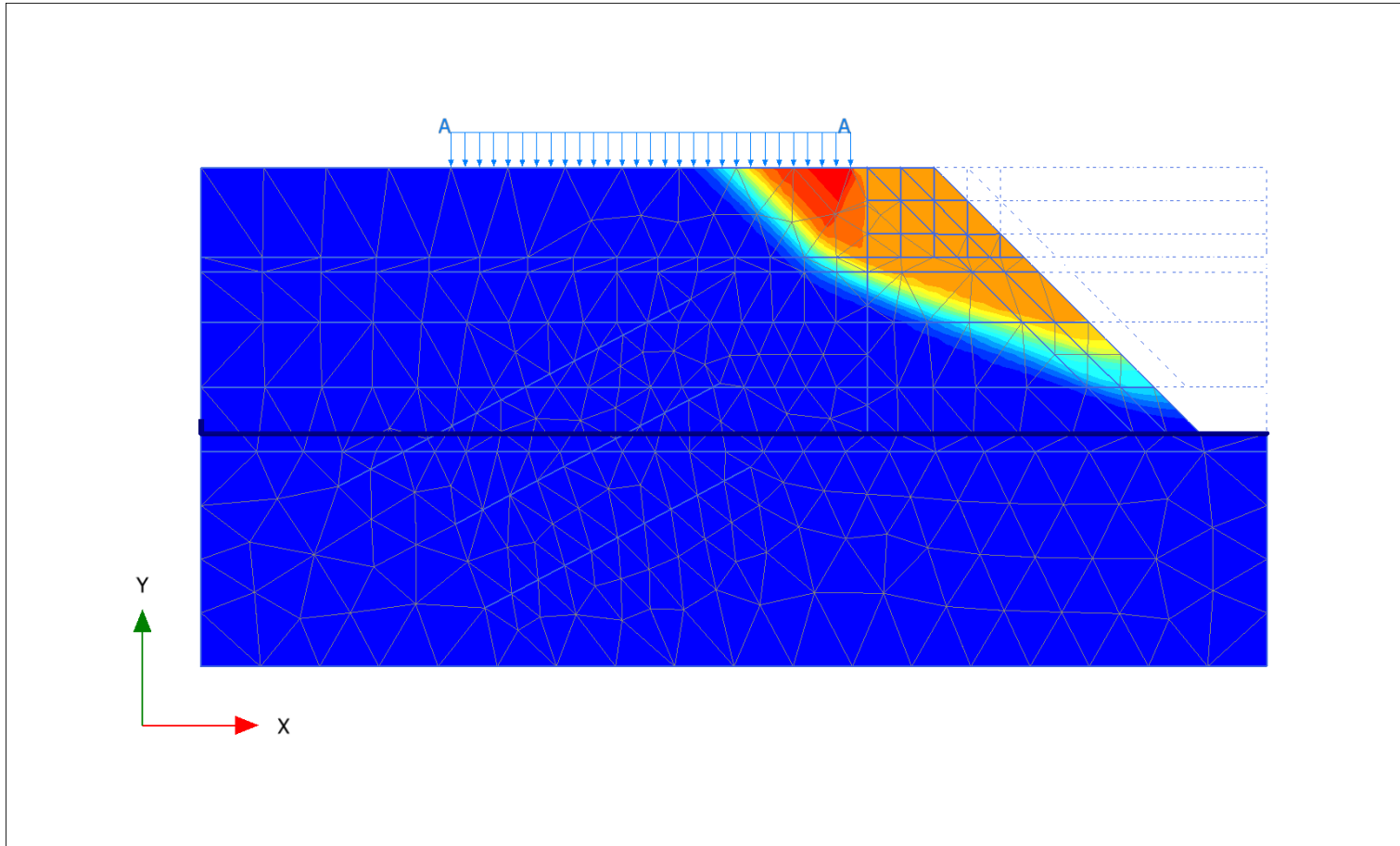


<i>Project description</i>	Superficie de falla aislamiento de 1.0 metros.	<i>Date</i>	27/10/2012
<i>Project filename</i>	MODELO_CALLE 54 CON 29	<i>Step</i>	393
		<i>User name</i>	Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

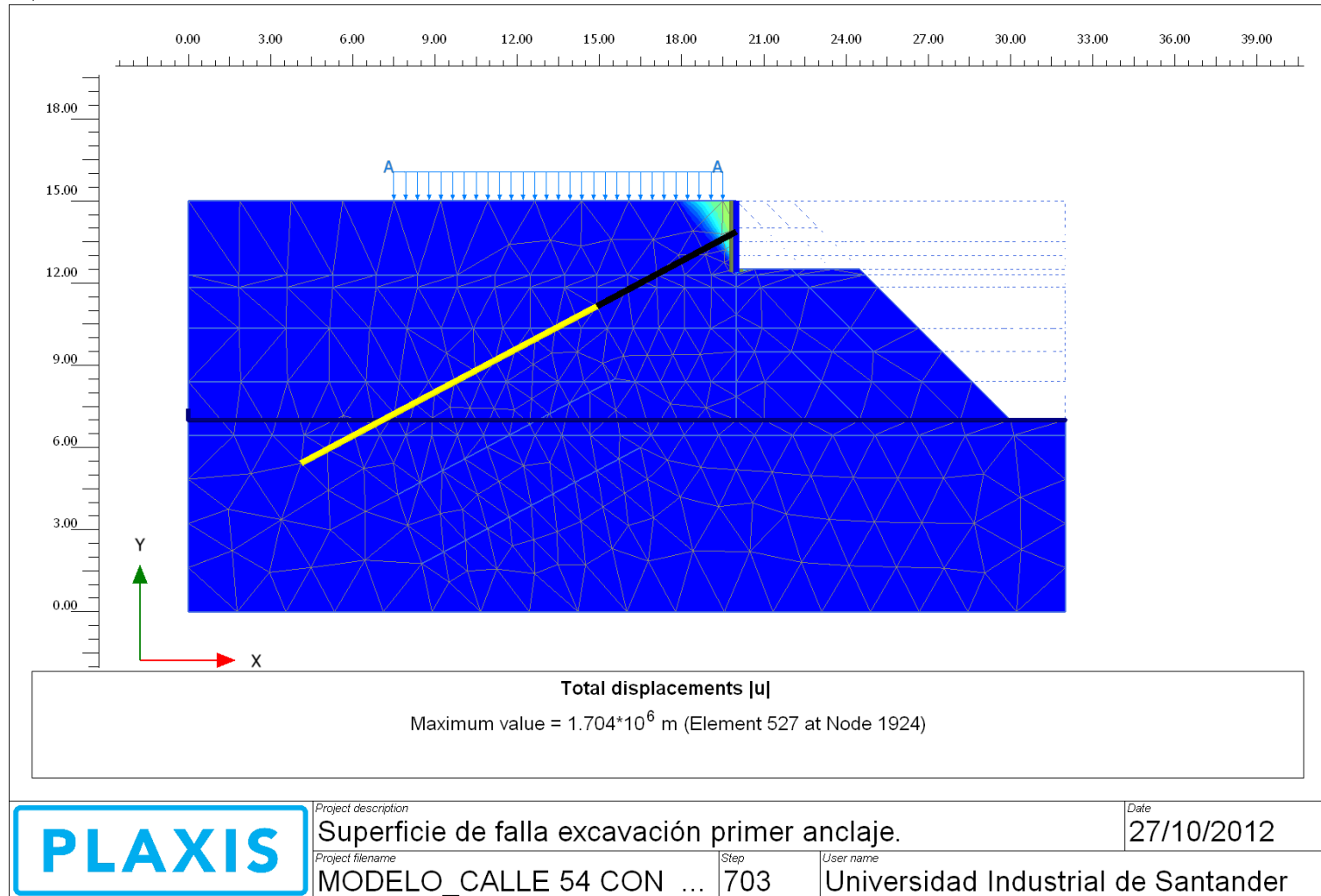


<b>PLAXIS</b>	<i>Project description</i>		<i>Date</i>
	Superficie de falla aislamiento de 2.0 metros.		27/10/2012
	<i>Project filename</i>	<i>Step</i>	<i>User name</i>
	MODELO_CALLE 54 CON 29	143	Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29.P2\DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

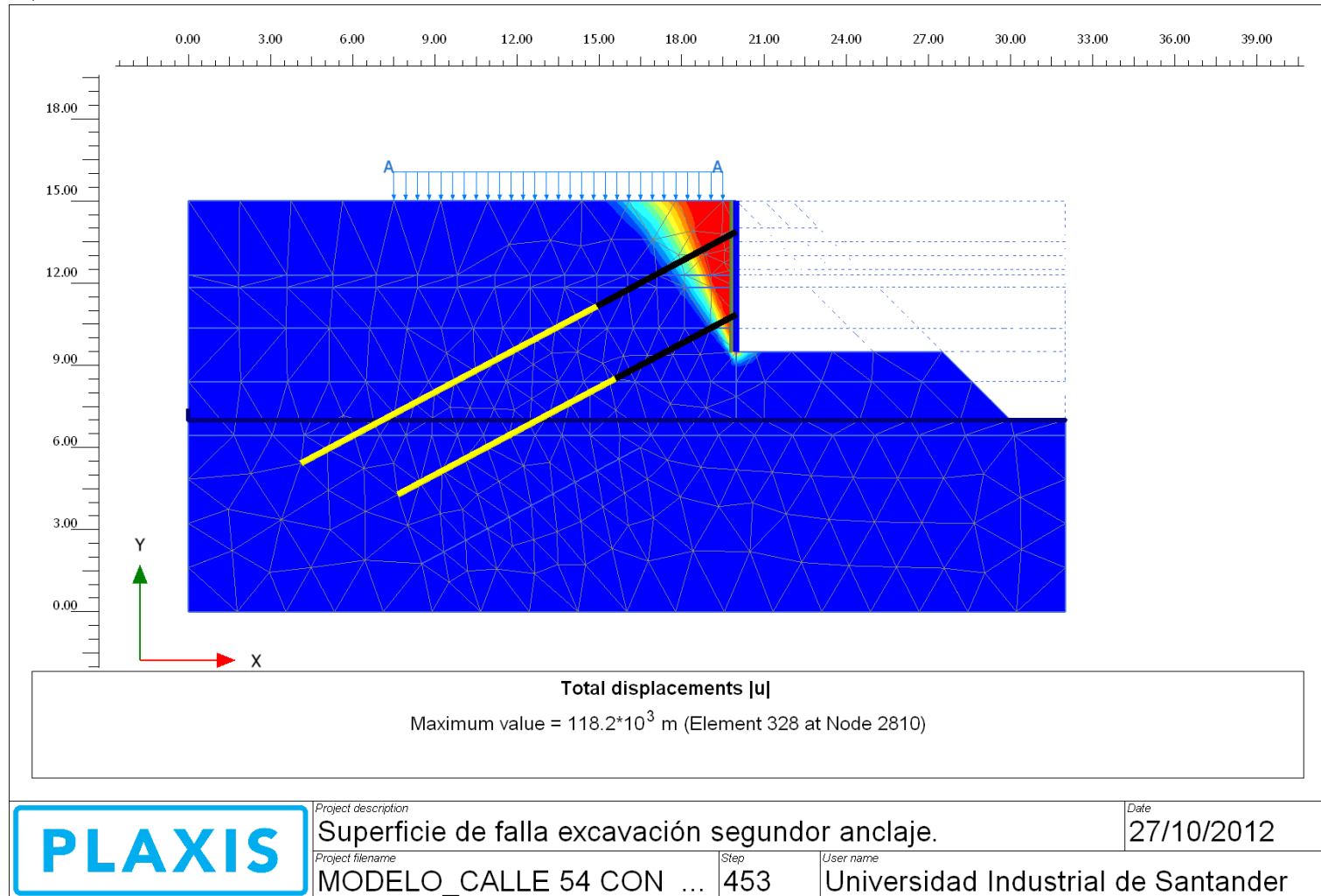
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

**ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

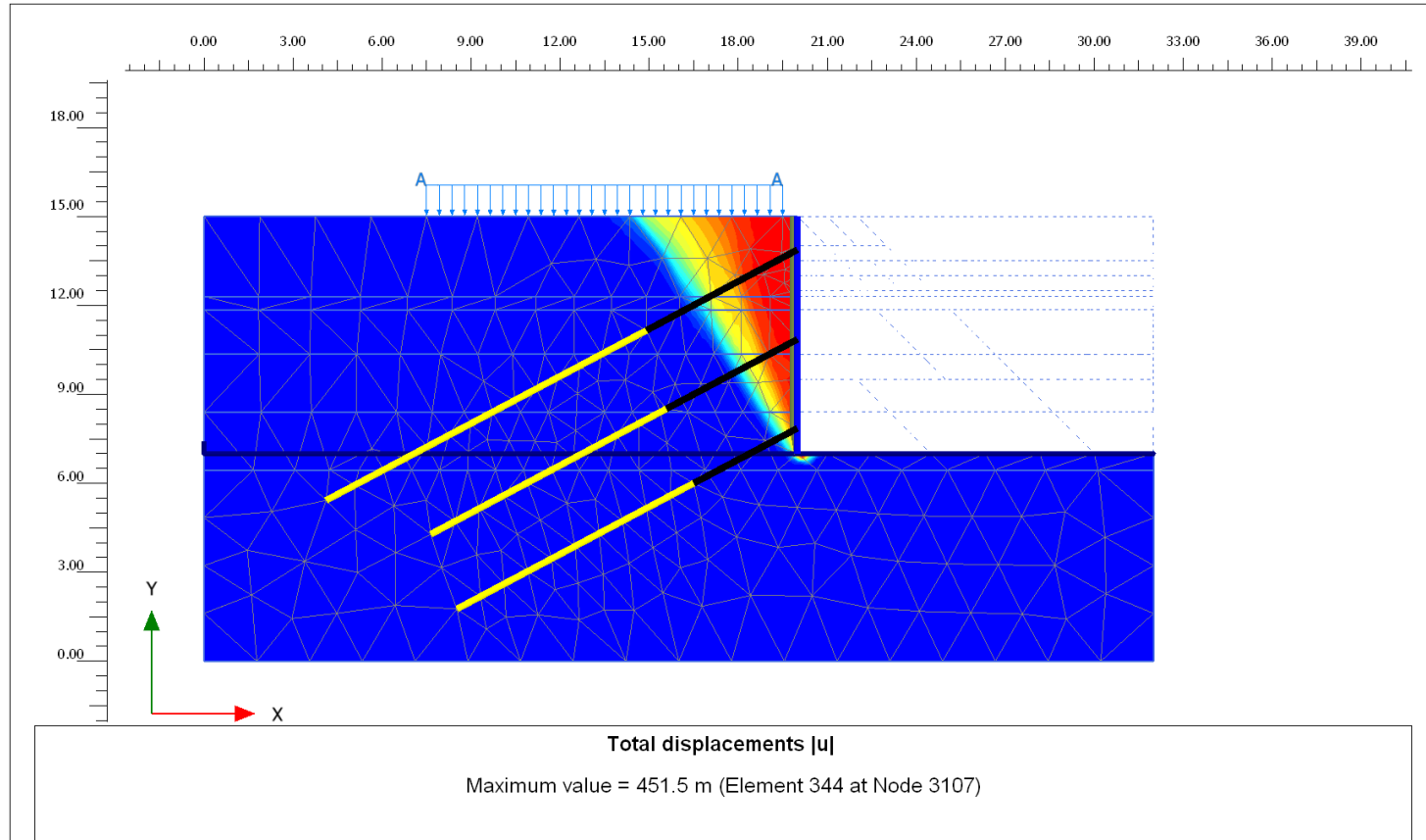
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380



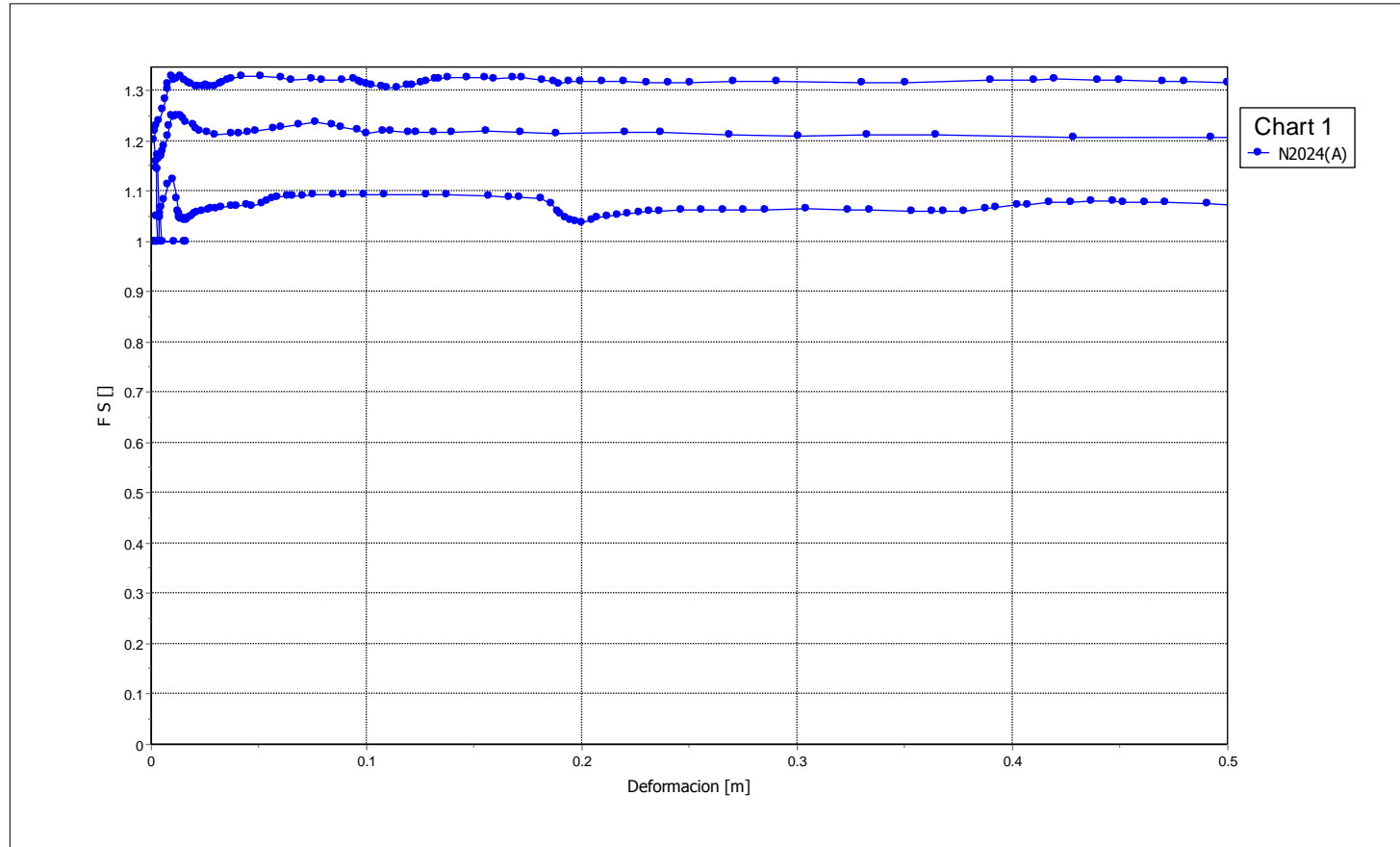
<b>PLAXIS</b>	<i>Project description</i>		<i>Date</i>
	Superficie de falla excavación final.		27/10/2012
<i>Project filename</i>		<i>Step</i>	<i>User name</i>
MODELO_CALLE 54 CON ...		953	Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\susuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\



ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

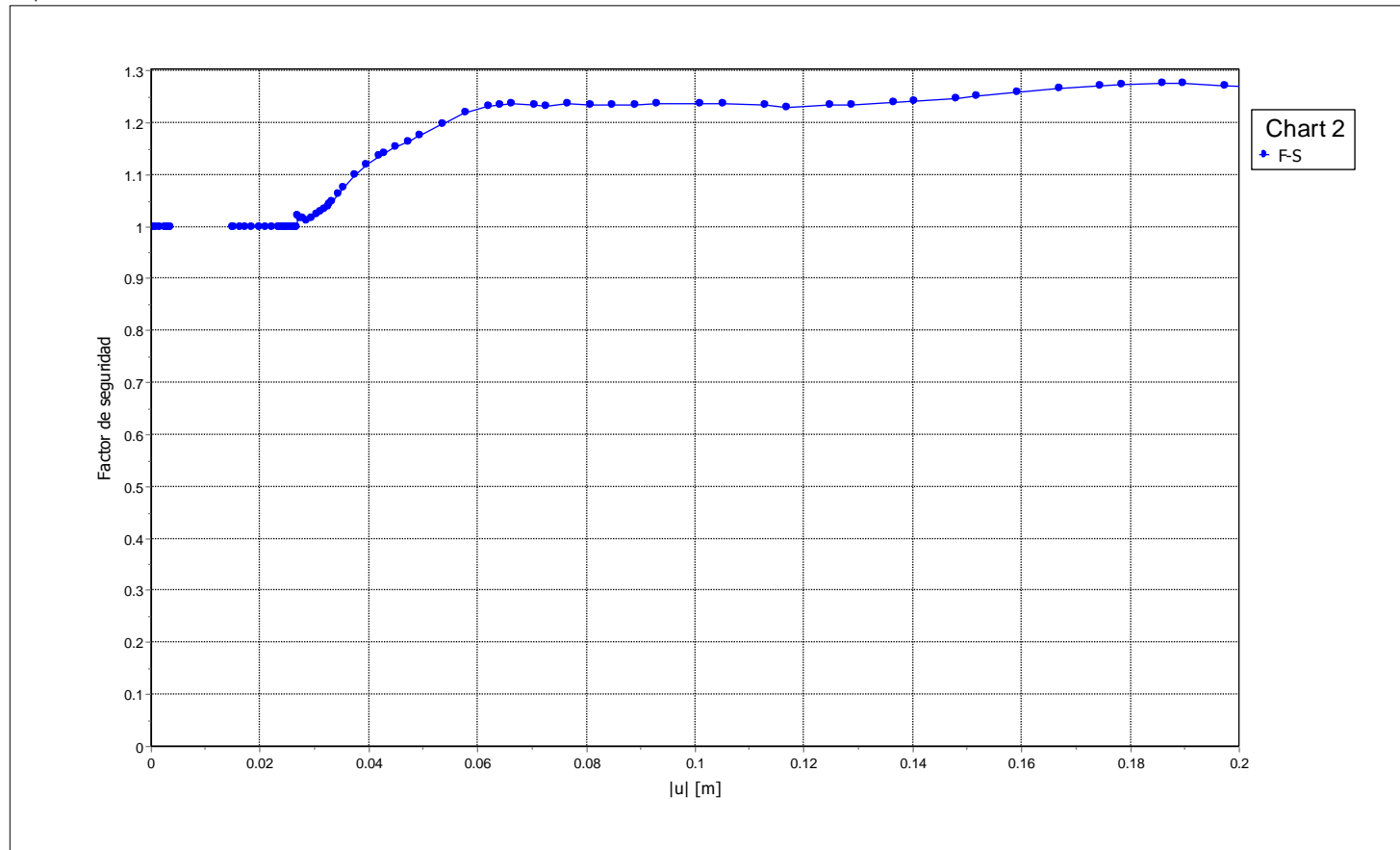


	<i>Project description</i> Factores de seguridad de excavación completa.		<i>Date</i> 27/10/2012
	<i>Project filename</i> MODELO_CALLE 54 CON 29	<i>Step</i> 143	<i>User name</i> Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29.P2\DAT1

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

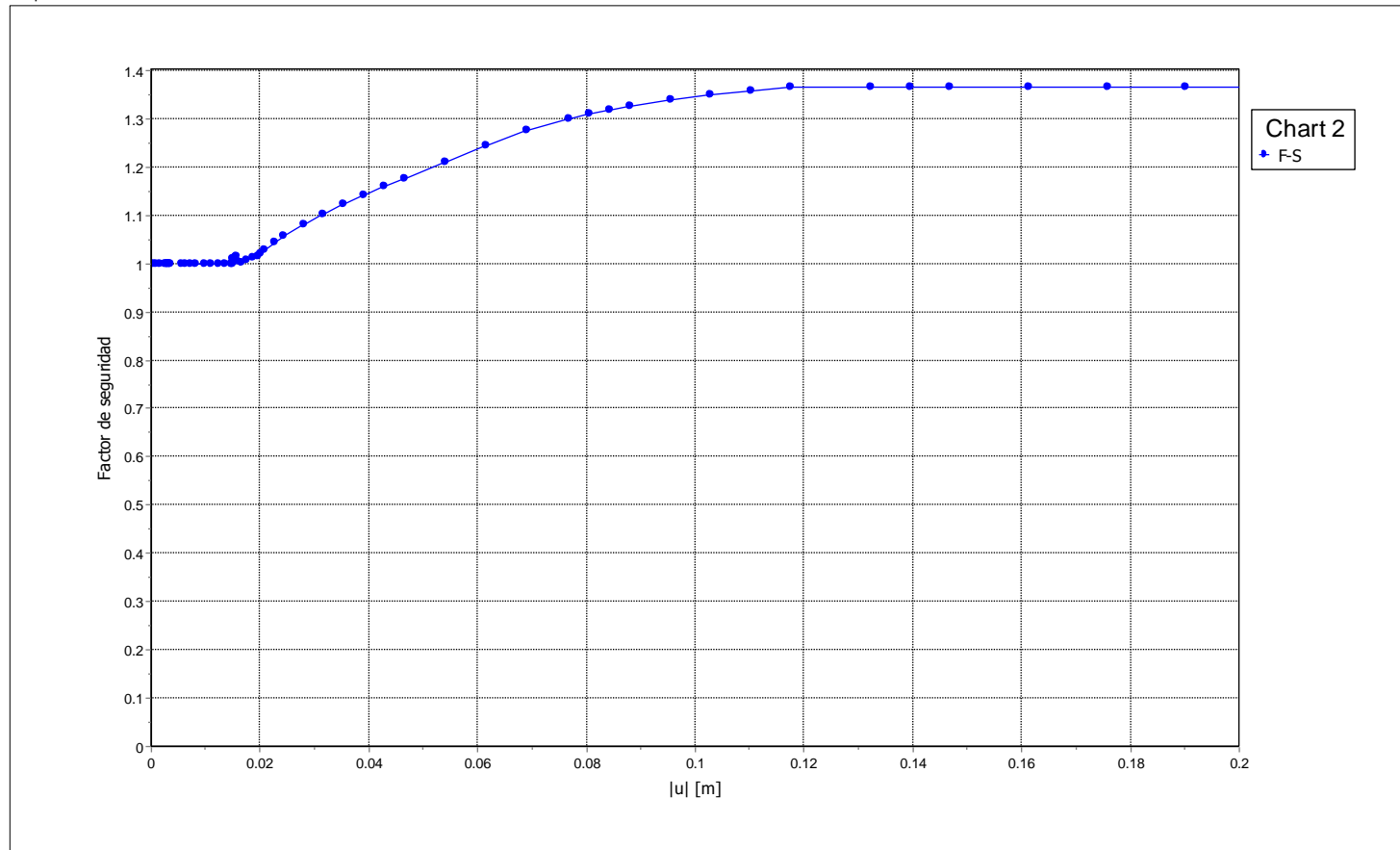


	<i>Project description</i> Factor de seguridad excavación hasta tercer anclaje.		<i>Date</i> 27/10/2012
	<i>Project filename</i> MODELO_CALLE 54 CON ...	<i>Step</i> 203	<i>User name</i> Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

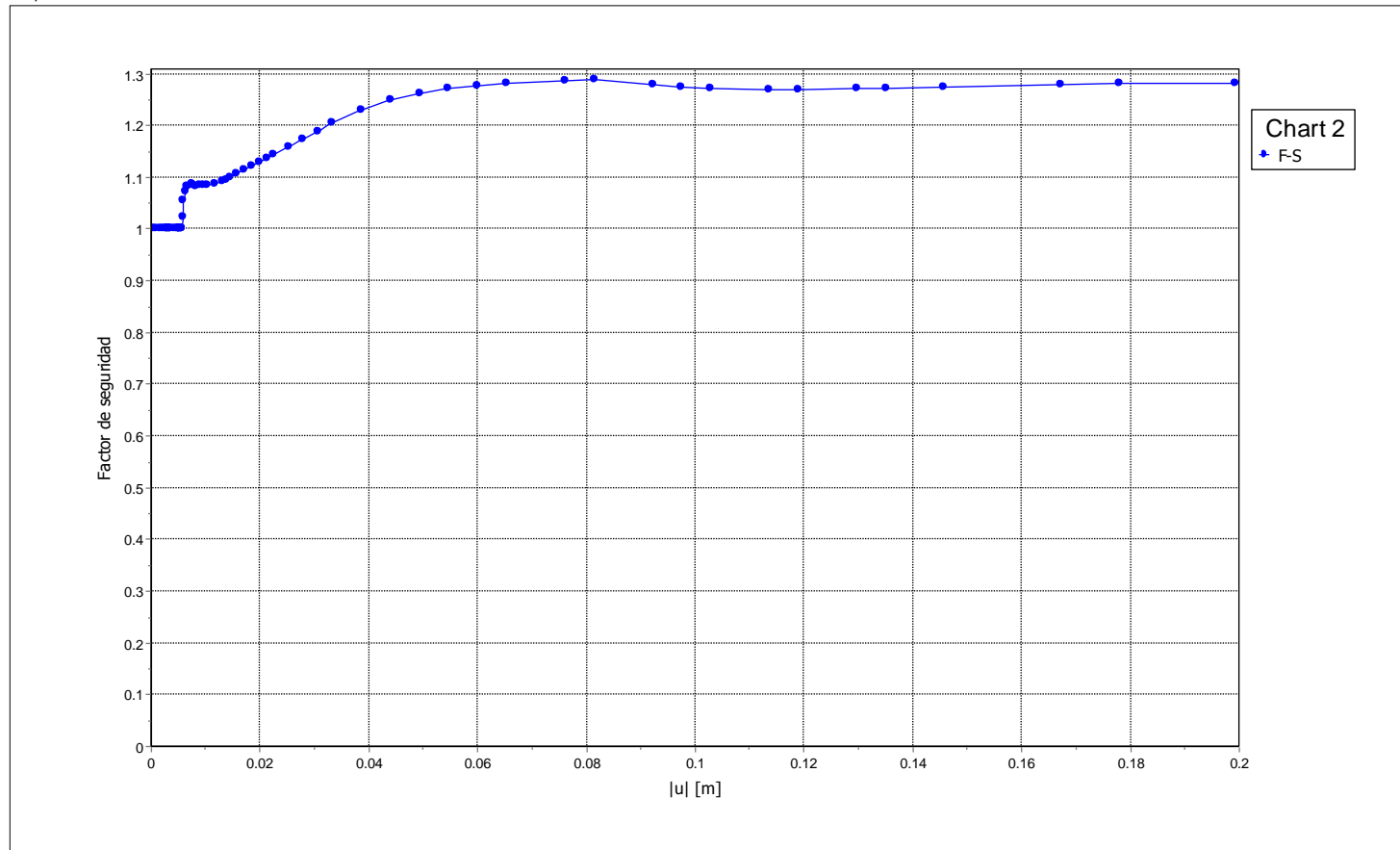


	<i>Project description</i> Factor de seguridad excavación hasta segundo anclaje.		<i>Date</i> 27/10/2012
	<i>Project filename</i> MODELO_CALLE 54 CON ...	<i>Step</i> 203	<i>User name</i> Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

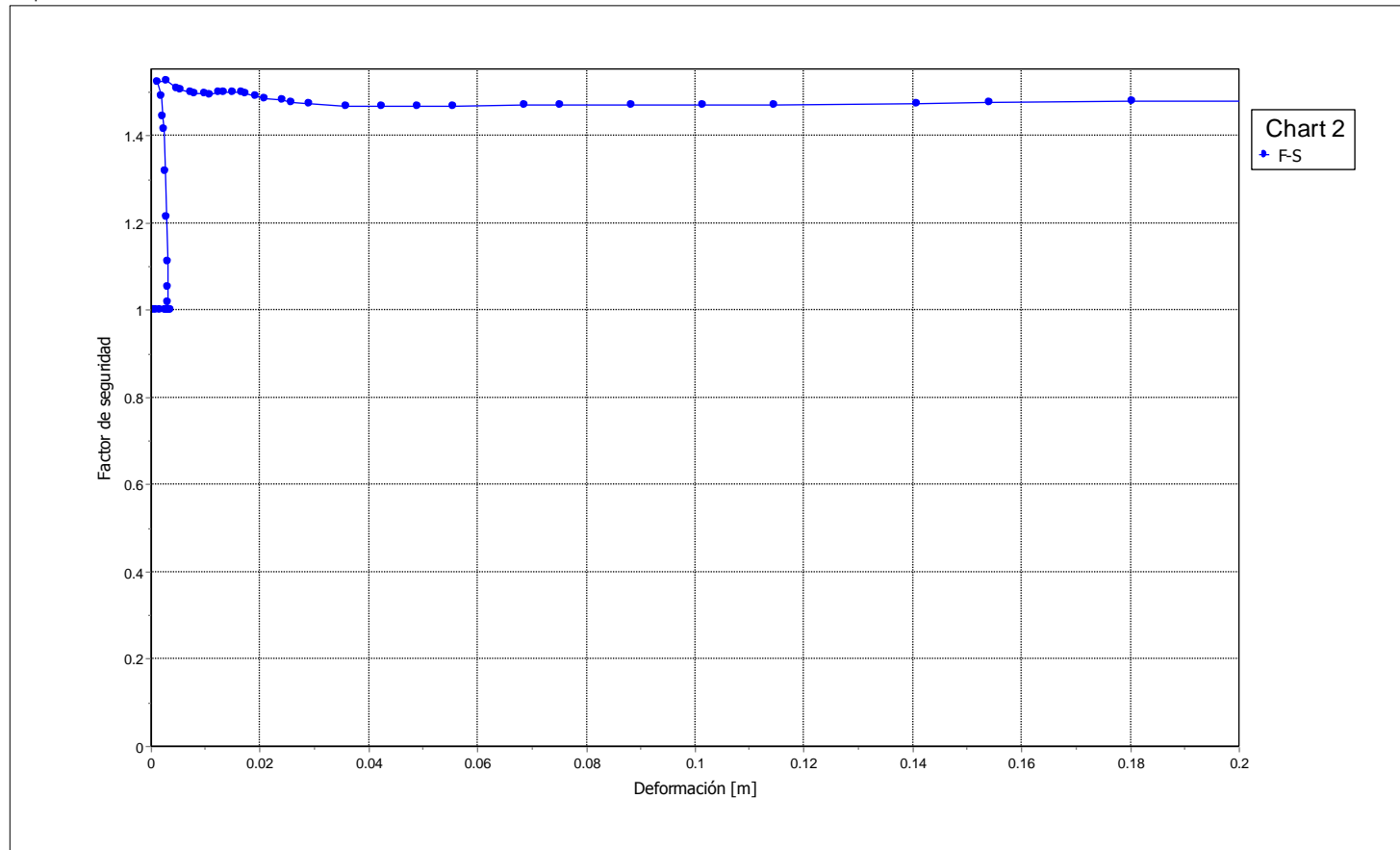


	<i>Project description</i> Factor de seguridad excavación hasta primer anclaje.		<i>Date</i> 27/10/2012
	<i>Project filename</i> MODELO_CALLE 54 CON ...	<i>Step</i> 203	<i>User name</i> Universidad Industrial de Santander

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

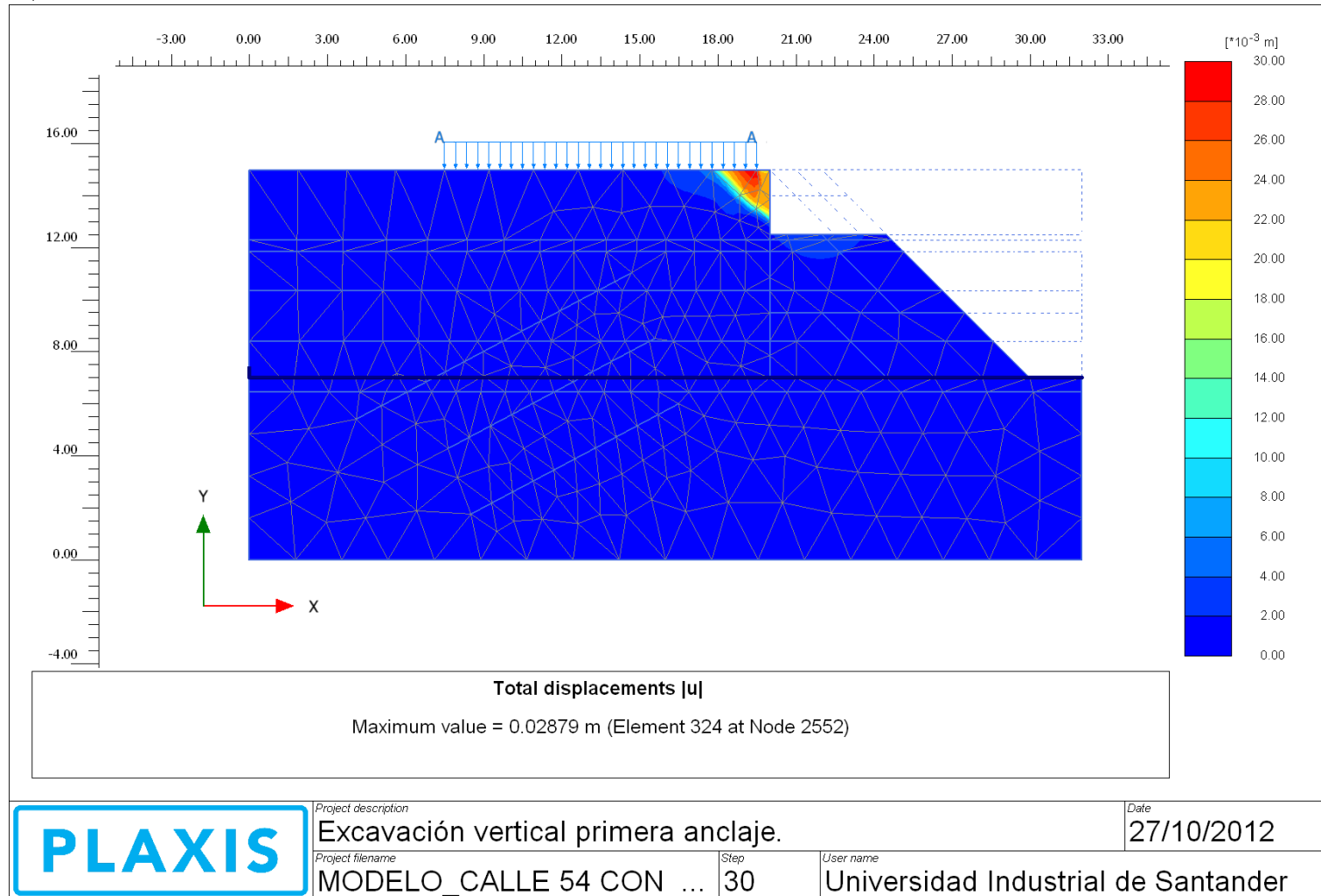


	<i>Project description</i>	Factor de seguridad excavación 1.0H 1.0 V completa.	<i>Date</i>	27/10/2012
	<i>Project filename</i>	MODELO_CALLE 54 CON ...	<i>Step</i>	203
		<i>User name</i>	Universidad Industrial de Santander	

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

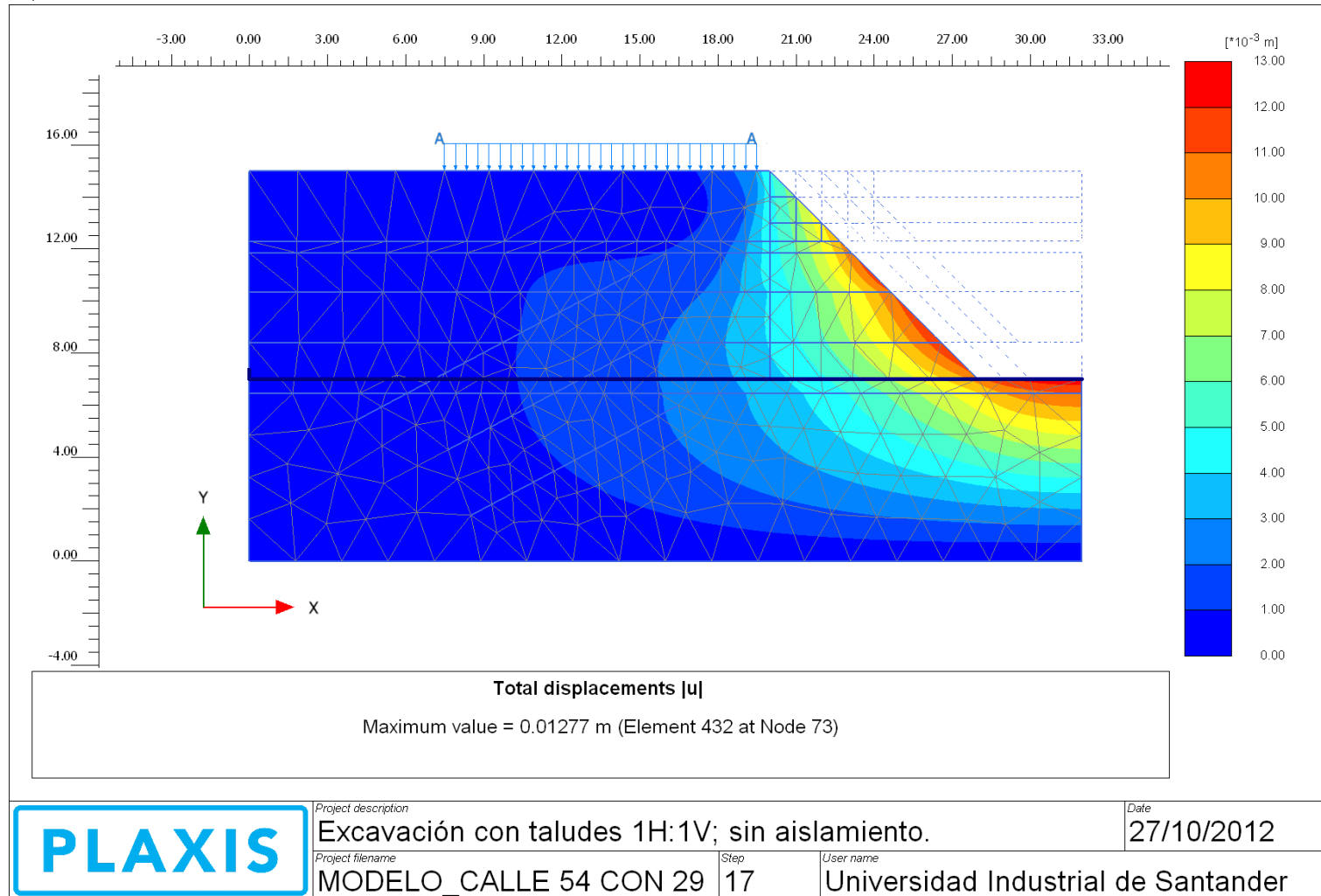
ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380



ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

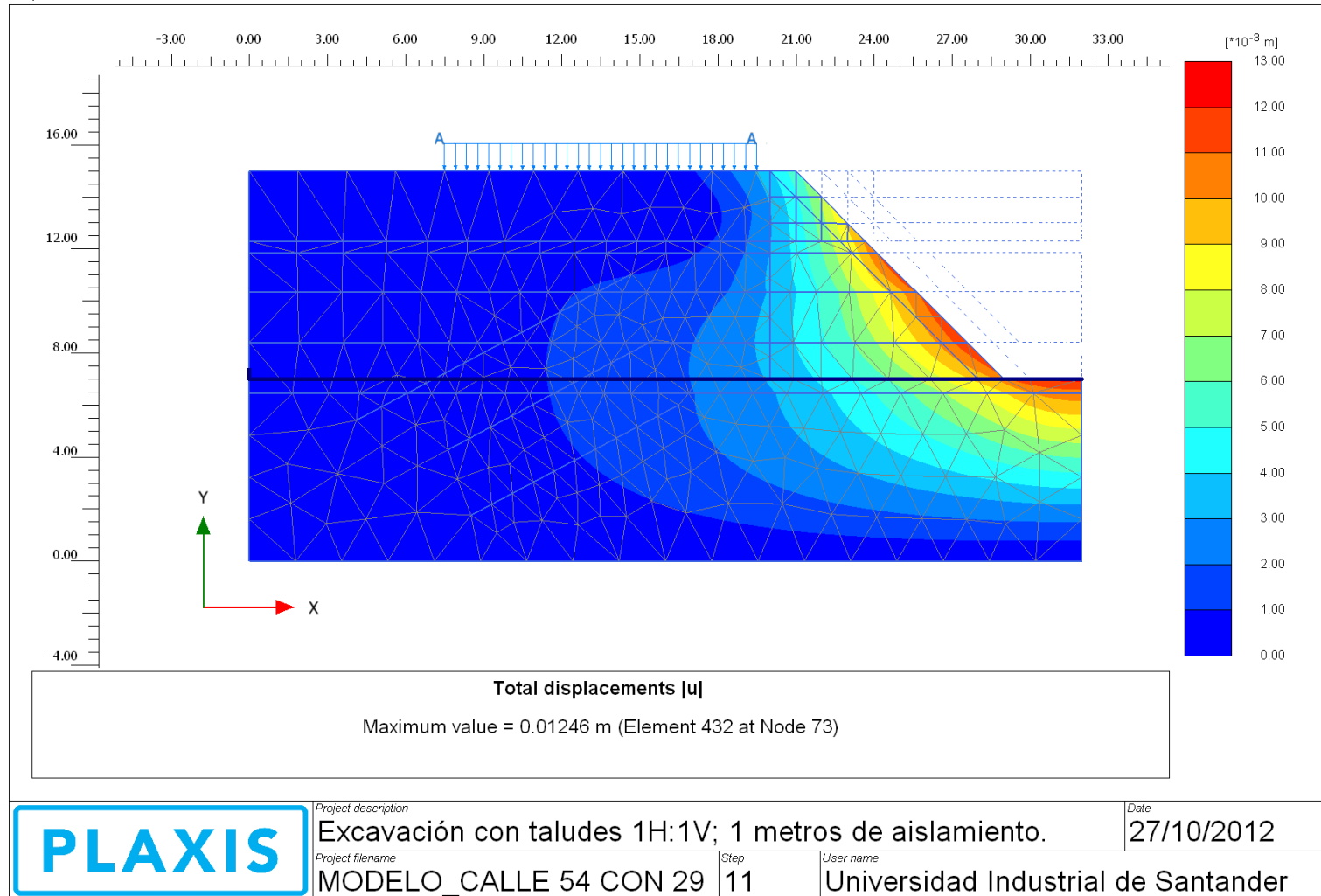
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29.P2.DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

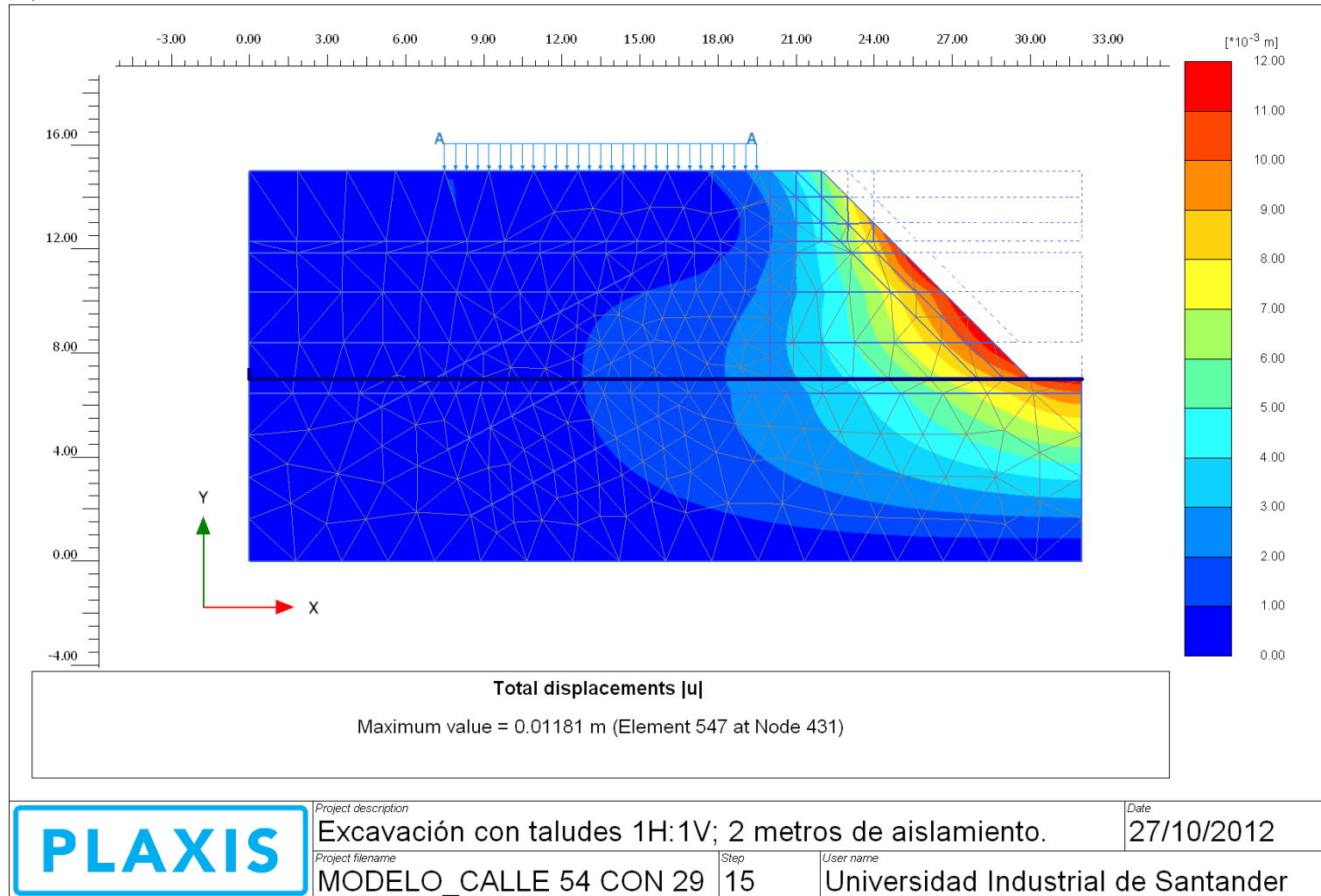
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29.P2.DAT\

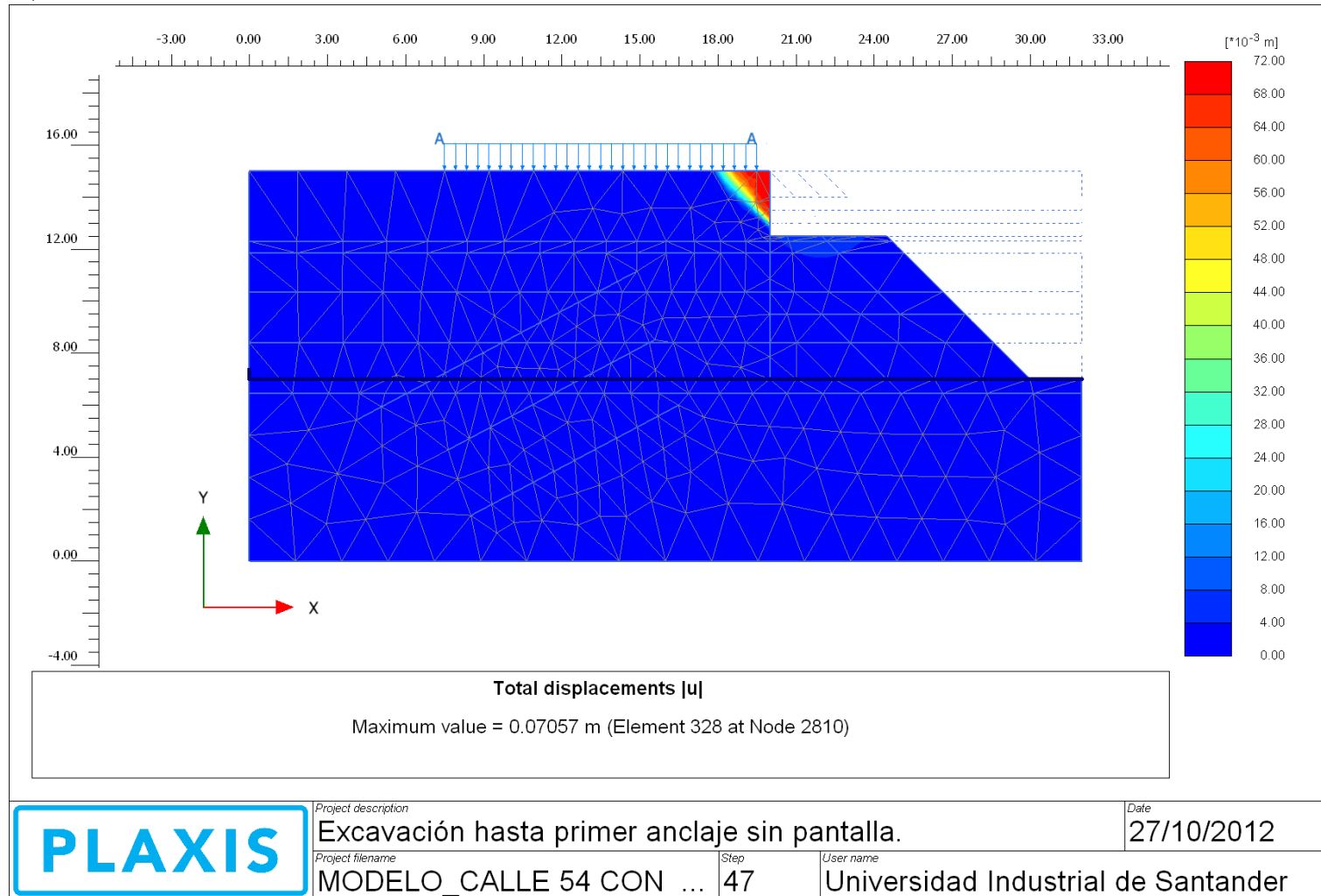
**ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

Output Version 2010.1.0.6380



ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

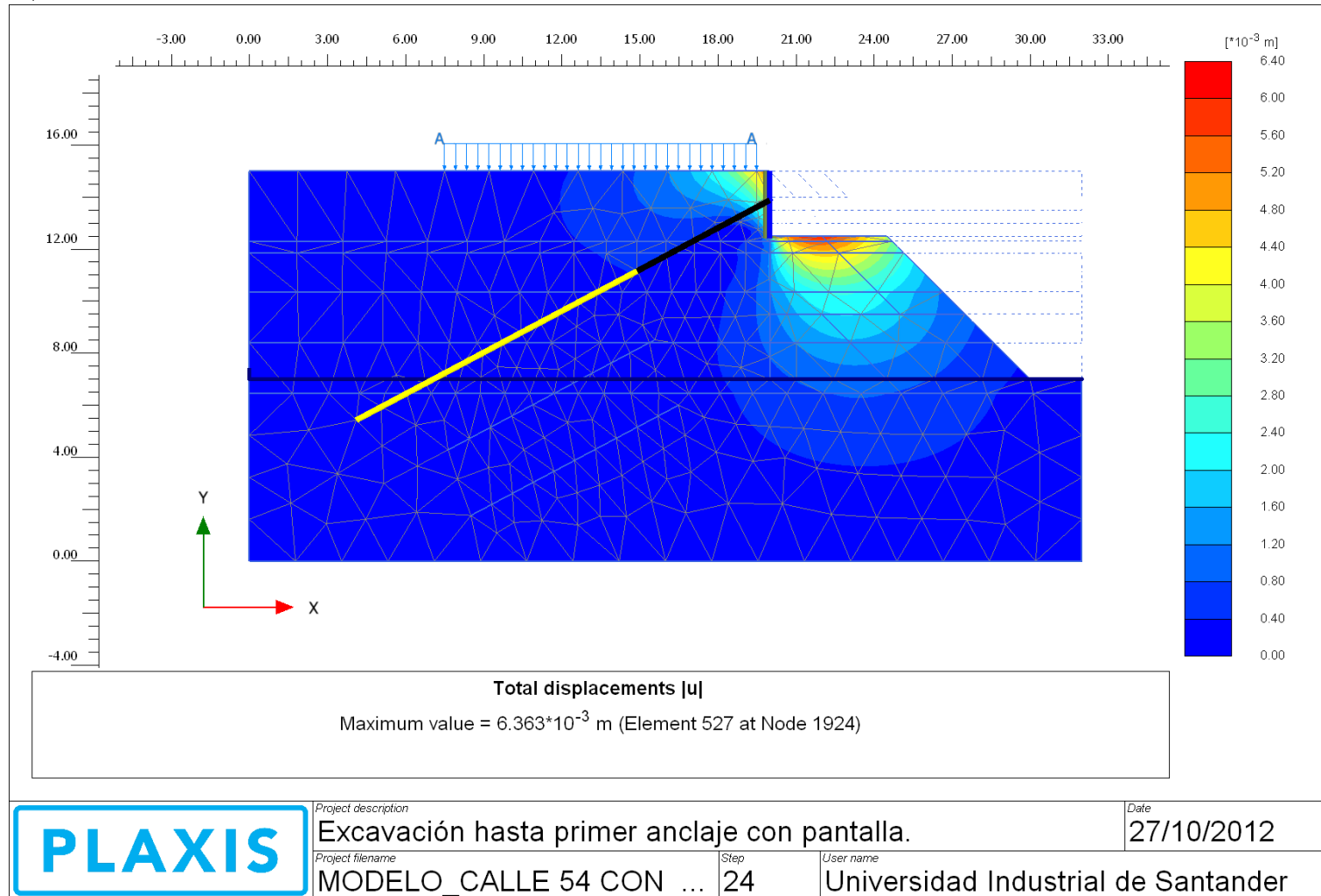
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

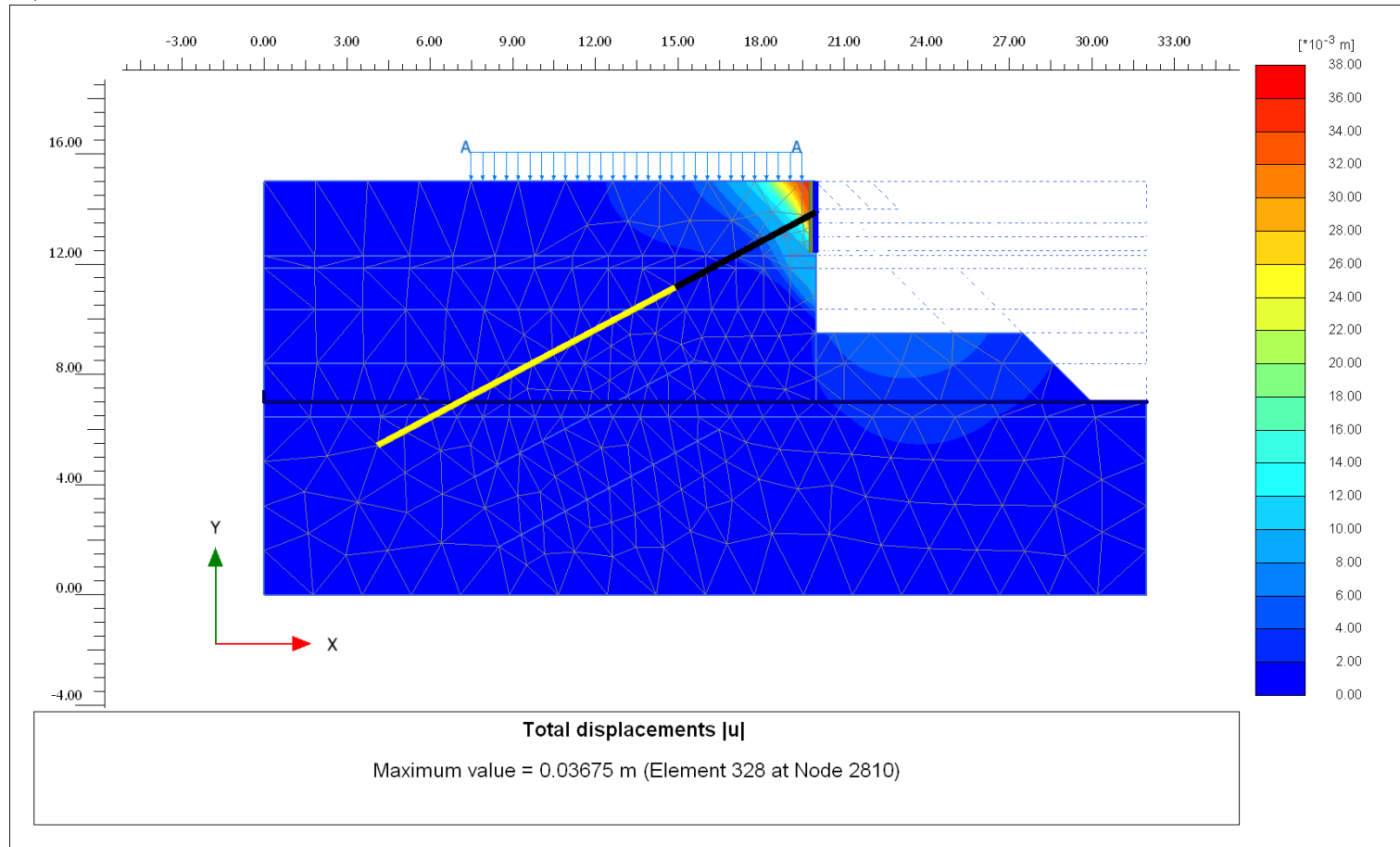
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

Output Version 2010.1.0.6380

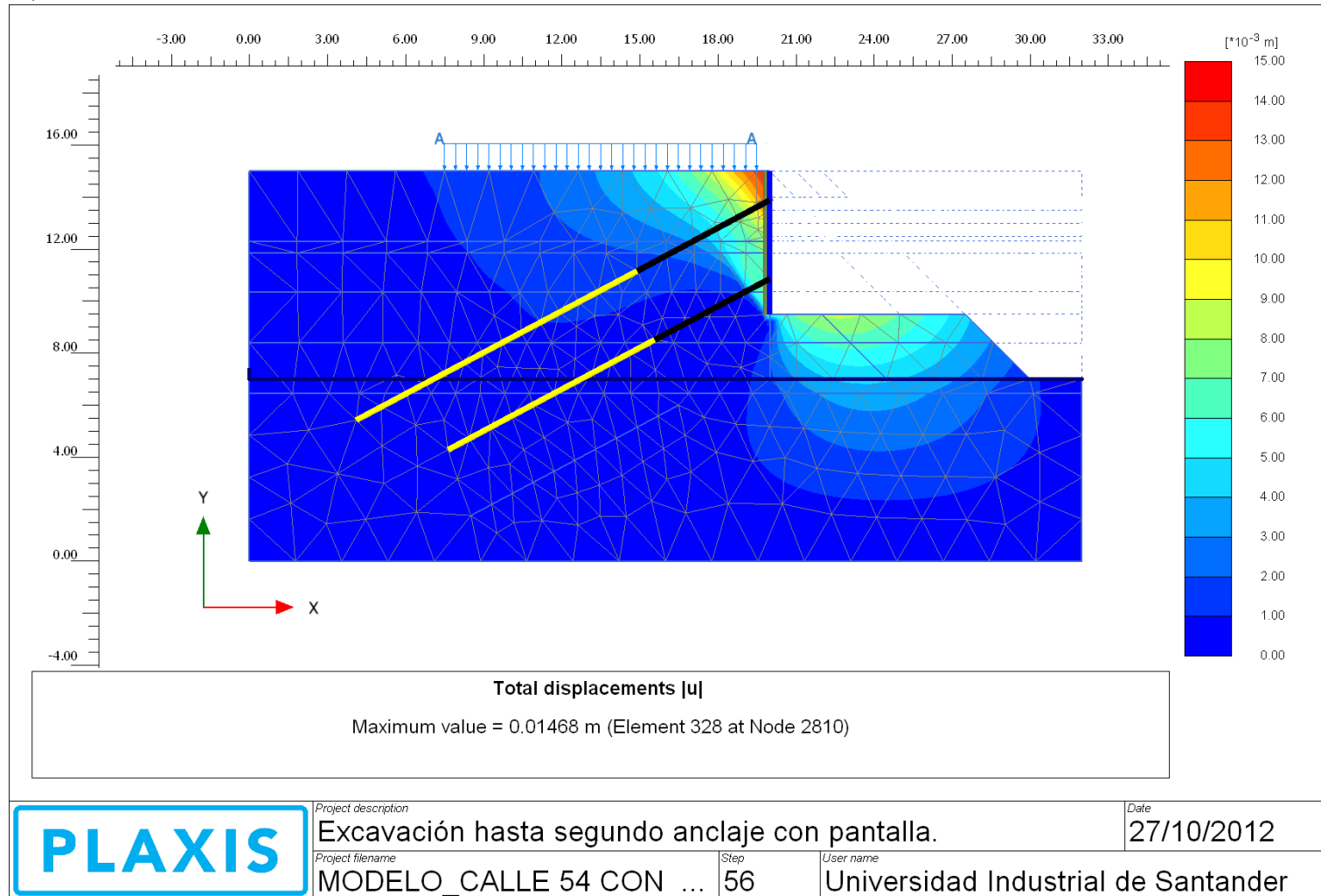


	<i>Project description</i>	Excavación hasta segundo anclaje sin pantalla.	<i>Date</i>	27/10/2012
	<i>Project filename</i>	MODELO_CALLE 54 CON ...	<i>Step</i>	81
		<i>User name</i>	Universidad Industrial de Santander	

C:\Documents and Settings\usuario\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

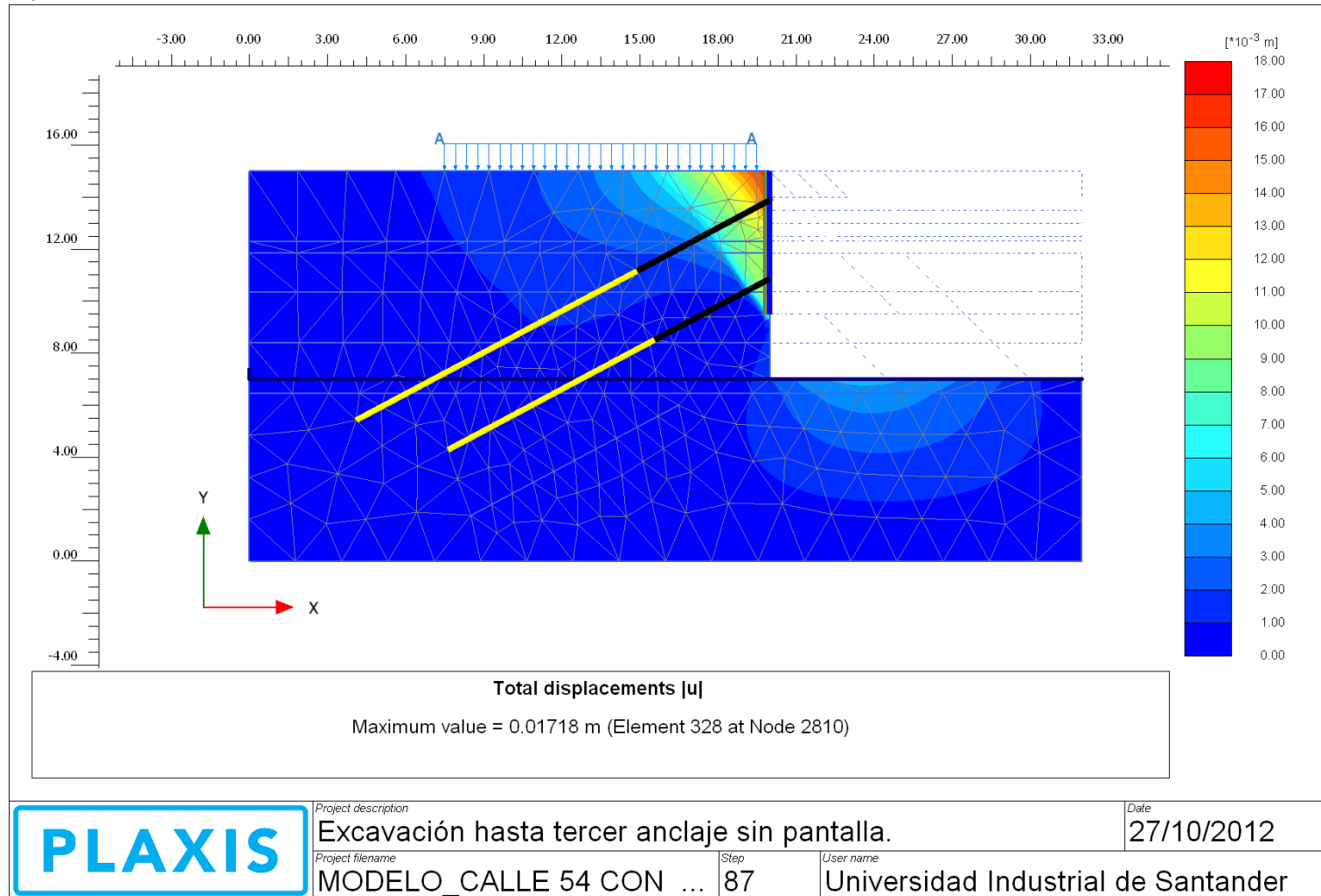
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT

ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA

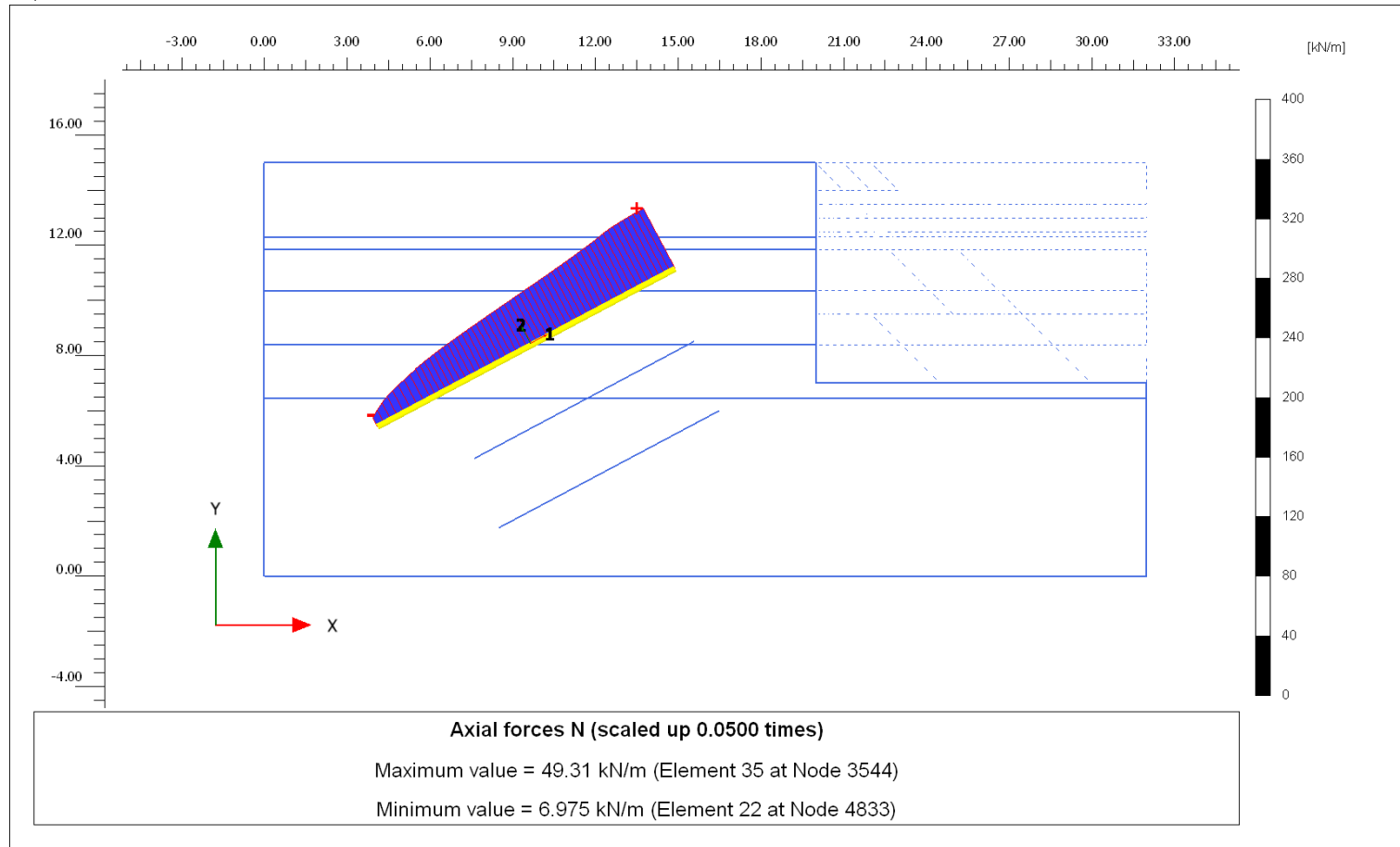
Output Version 2010.1.0.6380



C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT\

**ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

Output Version 2010.1.0.6380

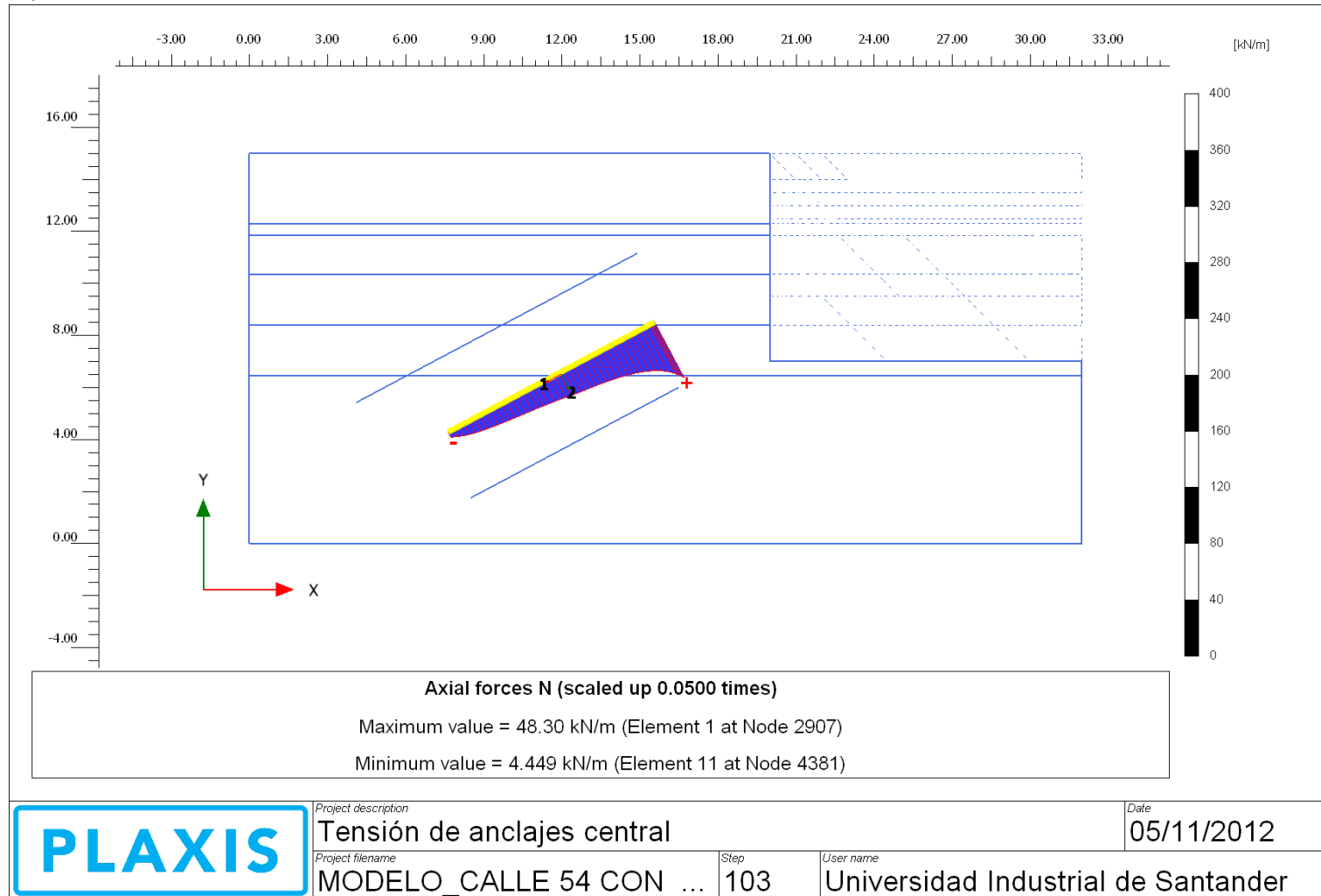


	<small>Project description</small> Tensión de anclajes superior		<small>Date</small> 05/11/2012	
	<small>Project filename</small> MODELO_CALLE 54 CON ...	<small>Step</small> 103	<small>User name</small> Universidad Industrial de Santander	

C:\Documents and Settings\usuario1\Escritorio\DATOS\_L\_J\_G-C\MODELO\_CALLE 54 CON 29\_MODELO CONSTRUCTIVO.P2DAT

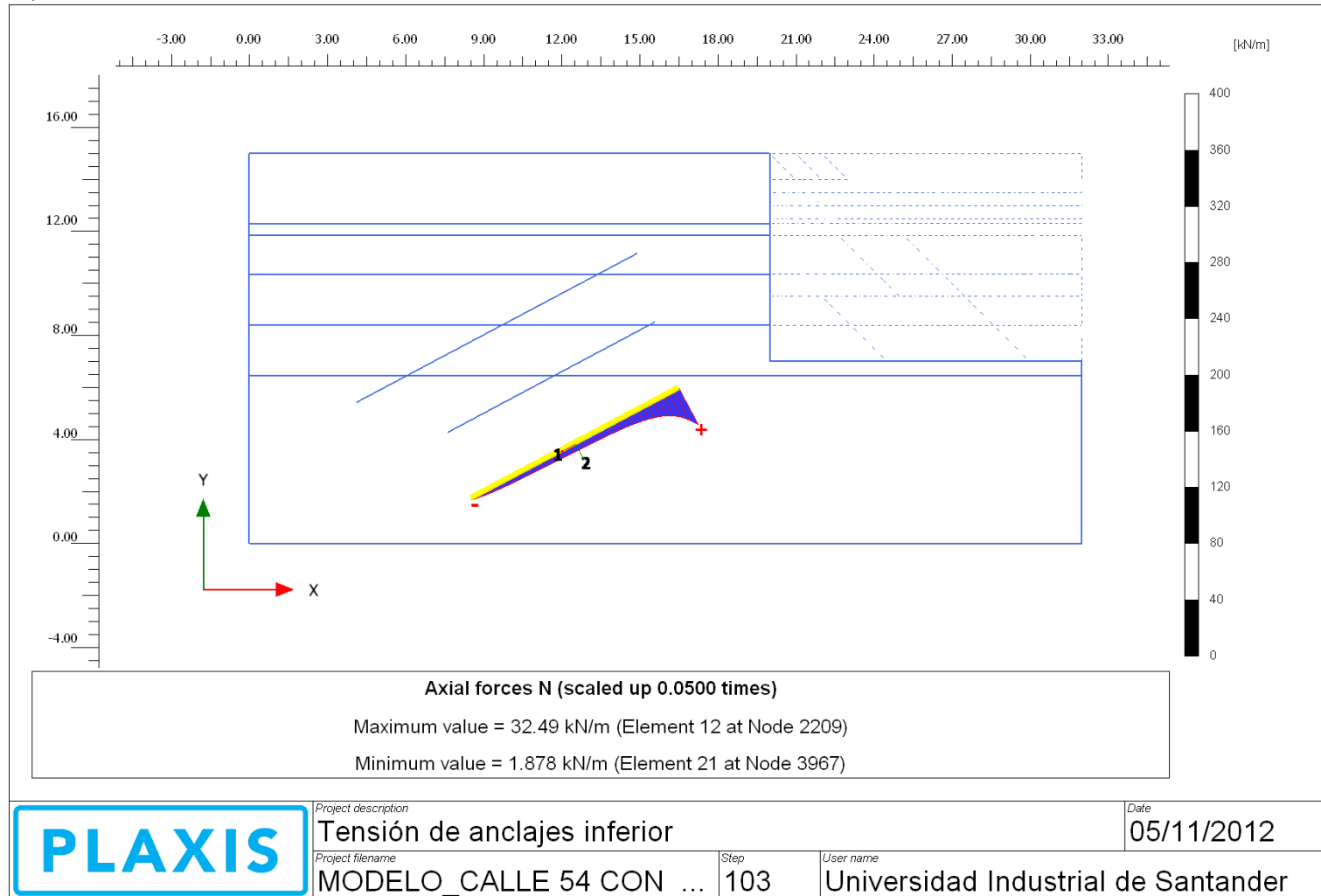
**ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

Output Version 2010.1.0.6380



**ESTUDIO DEL DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS Y DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

Output Version 2010.1.0.6380



## ANEXO G: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

### MÉTODOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

#### Métodos de equilibrio límite y factor de seguridad

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no requiere sobre la relación esfuerzo-deformación. El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de ellos posee cierto grado de precisión.

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Actuante}}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico. La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las

fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S = \frac{\Sigma \text{Resistencias al corte}}{\Sigma \text{Esfuerzos al cortante}}$$

### **FORMULACIÓN DE LOS MÉTODOS DEL EQUILIBRIO LÍMITE.**

#### **Estática, geometría de la falla y propiedades de los materiales**

La formulación de los métodos de equilibrio límite asume lo siguiente:

- a) El factor de seguridad de la componente cohesiva y el de la componente friccionante, es el mismo.
- b) El factor de seguridad es el mismo para todas las dovelas.

Cada una de las variables relacionadas con el mecanismo se definen como sigue a continuación:

- **W:** El peso total de una dovela de ancho  $b$  y de altura  $h$ .
- **N:** Fuerza normal actuando en la base de una dovela.
- **S:** Fuerza cortante que actúa en la base de cada dovela.
- **E:** Fuerza normal que actúa entre cada dovela. Los subíndices L y R se refieren a los lados izquierdos y derecho de la dovela, respectivamente.
- **X:** Fuerza cortante vertical entre cada dovela. Los subíndices L y R se refieren a los lados izquierdos y derecho de la dovela, respectivamente.
- **D:** Carga externa puntual.
- **Kw:** Fuerza sísmica aplicada en el Centroides de cada dovela.
- **R:** Es el radio de giro para una superficie de falla circular o el brazo de momentos
- Asociados con la fuerza cortante,  $S_m$  para cualquier forma de superficie de falla.

- **f**: Es la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la fuerza normal al centro de rotación o centro de momentos. Se asume que aquellas distancias  $f$ , ubicadas al lado derecho del eje de rotación de una pendiente negativa (taludes inclinados hacia la izquierda), son negativas y las distancias  $f$  ubicadas al lado izquierdo, son positivas. Para pendientes positivas, la convención de signos es la contraria.
- **x**: Distancia horizontal que existe entre el eje longitudinal de la dovela al centro de rotación o centro de momentos.
- **e**: Distancia vertical medida desde el Centroides de cada dovela al centro de rotación o centro de momentos.
- **d**: Distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de una carga puntual al eje de rotación o centro de momentos.
- **h**: Distancia vertical medida desde el centro de la base de cada dovela a la superficie del terreno.
- **a**: Es la distancia perpendicular medida desde la resultante de las fuerzas debidas a fluidos al centro de rotación o centro de momentos. Los subíndices L y R se refieren a los lados izquierdos y derecho del talud, respectivamente.
- **A**: Es la resultante de las fuerzas debidas al agua. Los subíndices L y R se refieren a los lados izquierdo y derecho del talud, respectivamente.
- $\alpha$ : Es el ángulo de la carga puntual con respecto a la horizontal. Este ángulo es medido en sentido contrario a las agujas del reloj.
- $\beta$ : Es el ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal. La convención de signos es la siguiente: es positivo cuando el ángulo de la pendiente se ubica en la misma dirección que la geometría de la pendiente. Es negativo cuando la geometría es la contraria.
- **SN**: Esfuerzo normal promedio en la base de cada dovela.
- **F**: Factor de seguridad.
- **b**: Longitud de la base de cada dovela.
- **I**: Relación de fuerza cortante y fuerza normal en la interfase de dovelas.
- **FF.**: Factor de seguridad del equilibrio de fuerzas.
- **Fm**: Factor de seguridad del equilibrio de momentos.

Las figuras 1 y 2 muestran todas las fuerzas que actúan en una superficie circular y en una superficie compuesta.





**Figura 3.** Fuerzas actuando en una dovela cuando la superficie de falla está definida por segmentos de líneas recta.[GEO-SLOPE, 2002]

Cuando se realiza un análisis de esfuerzos efectivos, el esfuerzo cortante es definido como:

$$S = c' + (\sigma_n - u * \tan \varphi')$$

Donde:

- S = Esfuerzo cortante.
- c' =Cohesión efectiva.
- $\varphi$  =Angulo de fricción interna efectivo.
- $\sigma_n$ = Esfuerzo normal total.
- u = Presión de poros.

La magnitud de la fuerza cortante para satisfacer las condiciones de equilibrio es la siguiente:

$$S_m = \frac{s\beta}{F} = \frac{\beta(c' + (\sigma_n - u \tan \phi))}{F}$$

Donde:

$\sigma_n = \frac{N}{\beta}$ , que es igual al esfuerzo normal promedio en cada dovela

Para calcular el factor de seguridad se recurre al equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. Estas ecuaciones, junto con el criterio de falla son insuficientes para determinar el problema. Se requiere de un mayor conocimiento acerca de la distribución de la fuerza normal en la base de cada dovela y la distribución de las fuerzas entre dovelas. En las figuras 1 y 2 se presentan el número de ecuaciones disponibles y variables desconocidas asociadas con problemas de estabilidad.

Número de ecuaciones disponibles	Descripción
n	Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal
n	Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical
n	Sumatoria de momentos
n	Criterio de falla Mohr-Coulomb
4n	Total de ecuaciones

**Figura 4.** Ecuación disponible para resolver el factor de seguridad

En vista de que el número de variables desconocidas excede al número de ecuaciones disponibles, el problema se vuelve indeterminado. Para hacer el problema determinado se requiere asumir direcciones, magnitudes y/o puntos de aplicación de algunas de las fuerzas. En la mayoría de los métodos primero asume que el punto de aplicación de la fuerza normal que actúa en la base de cada dovela, se ubica en el eje central de la misma; después se asumen las magnitudes, direcciones o puntos de aplicación de las fuerzas que actúan en la interfase de dovelas. En general, los métodos asociados con dovelas pueden ser clasificados en términos de (1) las ecuaciones de estática utilizadas para el cálculo del factor de seguridad y (2) las suposiciones de fuerzas que actúan en la interfase de las dovelas para volver el problema determinado.

Número de variables desconocidas	Descripción
n	Magnitud de la fuerza normal en la base de una dovela, N.
n	Punto de aplicación de la fuerza normal en la base de cada dovela.
n - 1	Magnitud de la fuerza normal generada en la interfase de dovelas, E.
n - 1	Punto de aplicación de la fuerza normal en la interfase de dovelas, X.
n - 1	Magnitud de la fuerza cortante en la interfase de dovelas, X.
n	Fuerza cortante en la base de cada dovela, $S_m$ .
1	Factor de seguridad
1	Relación de fuerza normal y cortante en la interfase de dovelas, $\lambda$ .
6n - 1	Total de variables desconocidas.

**Figura 5.** Variables desconocidas para resolver el factor de seguridad [GEO-SLOPE, 2002]

### **Método general del límite de equilibrio:**

En el método general del límite de equilibrio se utilizan las siguientes ecuaciones de

Estática:

1. La sumatoria de las fuerzas en la dirección vertical para cada dovela. Esta se resuelve para la fuerza normal que actúa en la base de cada dovela,  $N$ .
2. La sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para cada dovela es utilizada para el cálculo de la fuerza normal que actúa en la interface de dovelas,  $E$ .
3. La sumatoria de momentos de todas las dovelas con respecto a un punto común. Está ecuación puede ser configurada para resolver el factor de seguridad de equilibrio de momentos,  $F_m$ .
4. La sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal de todas las dovelas. Con esta ecuación se plantea el factor de seguridad de equilibrio de fuerzas,  $F_f$ .

Aun con las ecuaciones de estática planteadas previamente, el problema sigue siendo indeterminado. Para poder resolver el problema, se deberá asumir una función arbitraria que plantee la dirección de la resultante de las fuerzas que actúan en la interfase de cada dovela. Después, el factor de seguridad puede ser calculado basado en el equilibrio de momentos ( $F_m$ ) y el equilibrio de fuerzas ( $F_f$ ). Los factores de seguridad pueden variar dependiendo del porcentaje de la fuerza normal ( $\gamma$ ) que se utiliza en el cálculo.

Utilizando el mismo método general del límite de equilibrio, se puede especificar una variedad de fuerzas de interface para satisfacer las condiciones de equilibrio de fuerzas o equilibrio de momentos. La mayoría de métodos de análisis de equilibrio, están basados en las suposiciones hechas para las fuerzas de interface

y la selección del factor de seguridad generado del equilibrio de momentos ( $F_m$ ) o equilibrio de fuerzas ( $F_n$ ). Un método más riguroso deberá satisfacer tanto el equilibrio de fuerzas como el equilibrio de momentos

### **Factor de seguridad para equilibrio de momentos:**

Para poder plantear la ecuación del factor de seguridad para equilibrio de momentos, se deberá efectuar la sumatoria de momentos de todas las dovelas con respecto a un punto en común (Figuras 1 – 3). Dicha ecuación se escribe de la siguiente manera:

$$\sum W_x - \sum S_n R - \sum N_f + \sum k W_e \pm [Dd] \pm Aa = 0$$

#### **Ecuación 3**

El término entre corchetes significa que esa fuerza será considerada sólo en aquella dovela ven la cual actúa la fuerza. Sustituyendo la Ecuación 2 en la Ecuación 3 y resolviendo para el factor de seguridad se tiene:

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u \beta R \tan \phi'))}{\sum W_x - \sum N_f + \sum k W_e \pm [Dd] \pm Aa}$$

#### **Ecuación 4**

La Ecuación 4 es no lineal debido a que la fuerza normal, N, es también función del factor de seguridad. El procedimiento para resolver la ecuación será descrita más adelante.

### **Factor de seguridad para equilibrio de fuerzas:**

Tomando en cuenta las Figuras 1 a 3, se realiza la sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para todas las dovelas, dando como resultado la siguiente ecuación:

$$\sum (E_L - E_R) - \sum N(\sin \alpha) + \sum S_m \cos \alpha - \sum kW + [D \cos \omega \pm A = 0$$

#### Ecuación 5

La primera sumatoria de la expresión anterior deberá ser cero cuando el cálculo se realiza con respecto a la masa deslizante total. Sustituyendo la Ecuación 2 en la Ecuación 5 y resolviendo para el factor de seguridad, se tiene:

$$F_s = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta \tan \phi \cos \alpha))}{\sum (N \sin \alpha) + \sum kW - [D \cos \omega \pm A}$$

#### Ecuación 6

La Ecuación 6 es también no lineal, y el procedimiento para resolver la ecuación será descrito más adelante en este capítulo.

#### Fuerza normal en la base de la dovela:

La fuerza normal en la base de una dovela es derivada de la sumatoria de fuerzas en la dirección vertical de cada dovela.

$$-W + (X_L - X_R) + N \cos \alpha + S_m \sin \alpha - [D \sin \omega = 0$$

#### Ecuación 7

Sustituyendo la Ecuación 2 en la Ecuación 7 y resolviendo para la fuerza normal, se tiene lo siguiente:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) \frac{c'\beta \sin\alpha + u\beta \sin\alpha \tan\phi'}{F} + [D \sin\omega]}{\cos\alpha + \frac{\sin\alpha \tan\phi'}{F}}$$

### Ecuación 8

Es de la práctica común asignarle la variable  $m$  a al denominador de la Ecuación 8. El factor de seguridad,  $F$ , puede ser tanto el factor de seguridad para equilibrio de momentos ( $F_m$ ) como el factor de seguridad para el equilibrio de fuerzas ( $F_f$ ).

La Ecuación 8 no puede ser resuelta directamente debido a que el factor de seguridad ( $F$ ) y las fuerzas cortantes entre dovelas ( $X_L$  y  $X_R$ ) son desconocidos.

Una de las soluciones dadas al factor de seguridad, es propuesta por Fellinius (1936), en la cual las fuerzas cortantes y normales que actúan en la interfase de las dovelas son nulas.

Cuando las fuerzas son asumidas en la dirección perpendicular a la base de cada dovela, se obtiene la siguiente ecuación de la fuerza normal:

$$N = W \cos\alpha - k W \sin\alpha + [D \cos(\omega + \alpha - 90)$$

### Ecuación 9

Utilizando la Ecuación 9 y sustituyéndola en las Ecuaciones 4 y 6, se tiene la primera iteración del factor de seguridad. El factor de seguridad de la Ecuación 4 es también conocido como el factor de seguridad del Método Ordinario de Fellinius. Suponiendo que las fuerzas cortantes entre dovelas en la Ecuación 8 son iguales a cero, la fuerza normal en la base puede ser calculada de la manera siguiente:

$$N = \frac{W - \frac{c'\beta \sin\alpha + u\beta \sin\alpha \tan\phi'}{F} + [D \sin\omega]}{\cos\alpha + \frac{\sin\alpha \tan\phi'}{F}}$$

### Ecuación 10

Cuando la Ecuación 10 es utilizada en el cálculo del factor de seguridad del Equilibrio de Momentos (Ecuación 4), la solución es el factor de seguridad del Método Simplificado de Bishop.

La Ecuación 10 puede ser utilizada para resolver el factor de seguridad del equilibrio de fuerzas (Ecuación 6). La solución presentada es también conocida como el Método Simplificado de Janbu sin el factor de corrección empírico  $f_0$  (Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli, 1956).

### Fuerzas que actúan en la interfase de las dovelas:

La fuerza cortante que actúa en la interfase de cada dovela es requerida para el cálculo de la fuerza normal que actúa en la base de cada dovela. La fuerza cortante que actúa en la interfase de las dovelas es calculada como un porcentaje de la fuerza normal que actúa en la interfase de las dovelas de acuerdo con la siguiente ecuación empírica, (Morgenstern and Price, 1965):

$$X = E \lambda f(x)$$

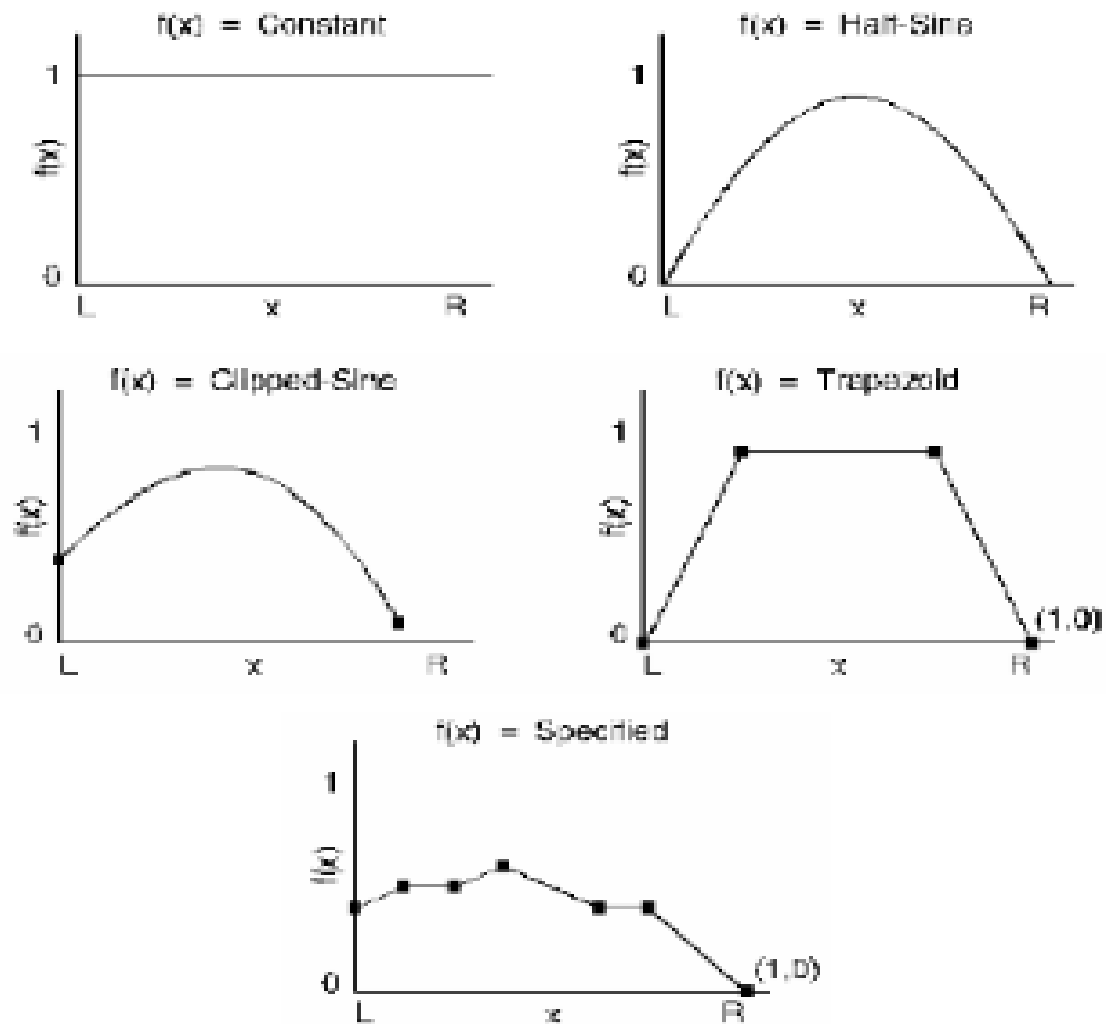
### Ecuación 11

Donde:

- $\gamma$  = Porcentaje en forma decimal de la función utilizada.
- $f(x)$  = Función que representa la dirección relativa de la resultante de las fuerzas de interfase. La figura 4 muestra algunas de las funciones típicas utilizadas.

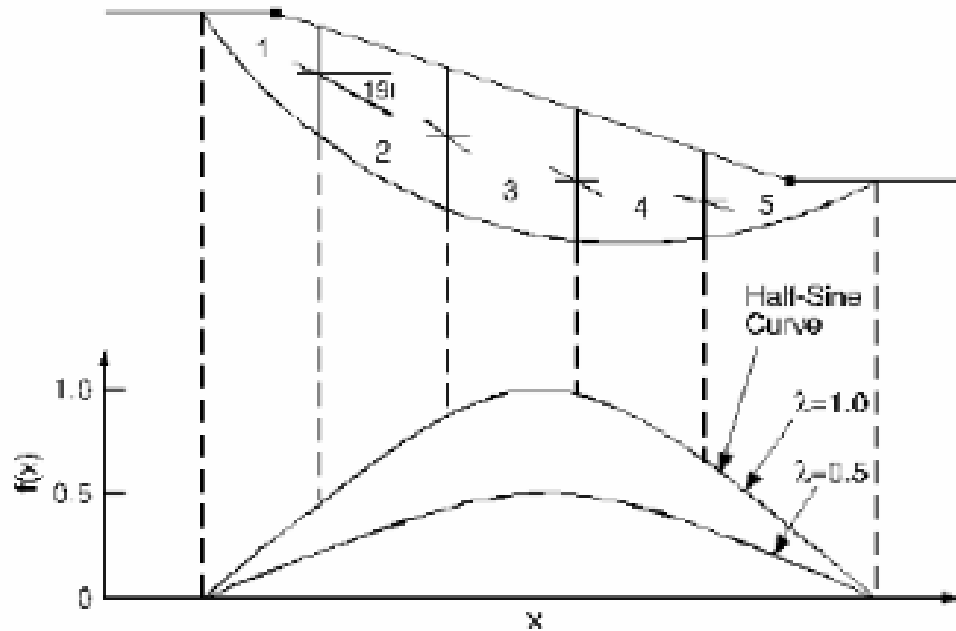
La figura 5 ilustra como la función de fuerzas de interfase  $f(x)$  es utilizada para el cálculo de fuerza cortante en la interfase. Considerando que se utiliza una función senoidal, asuma que la fuerza normal  $E$ , entre la dovela 1 y 2 es 100 kN y el valor de Lambda ( $\gamma$ ) es 0.5. Los límites de la dovela se ubican en el primer cuarto de la superficie de falla. El valor  $f(x)$  en este punto es 0.707 (sin 45). La fuerza cortante  $X$  se calcula entonces como:

- $f(x) = \sin 45=0.707$
- $\gamma=0.5$
- $E=100$
- $X=100*0.5*0.707=35.35\text{kN}$



**Figura 6** Variación de la dirección de las fuerzas de interfase con respecto al eje X  
[GEO-SLOPE,2002]

Para éste ejemplo, la relación de fuerza cortante a fuerza normal varía de cero en la cresta y en el pie, a un máximo de 0.5 en el punto medio de la superficie de falla.



**Figura 7** Variación de la dirección de las fuerzas de interfase a lo largo de la superficie de falla[GEO-SLOPE,2002]

Para cada dovela, sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal puede ser escrita como sigue:

$$(E_L - E_R - N \sin\alpha + S_m \cos\alpha - kW + [D \cos\omega = 0$$

**Ecuación 12**

Sustituyendo la Ecuación 2 en la Ecuación 12, y resolviendo para la fuerza normal en el lado derecho de cada dovela se tiene,

$$E_R = E_L + \frac{(c'\beta - u\beta \tan\phi \cos\alpha)}{F} + N \left( \frac{\tan\phi \cos\alpha}{F} - \sin\alpha \right) - kW + [D \cos\omega] \quad (\text{Ec. 6.13})$$

### Ecuación 13

El cálculo de las fuerzas normales en la interfase de las dovelas se puede realizar de izquierda a derecha a lo largo de la superficie de falla.

### **Método utilizado por el programa Slope/w de Geo-Slope para el cálculo del factor de seguridad.**

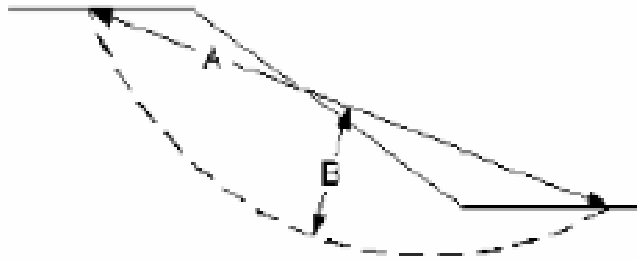
Para calcular los factores de seguridad según los diversos métodos de equilibrio límite, se realizan cuatro etapas para la solución.

#### **Primera etapa:**

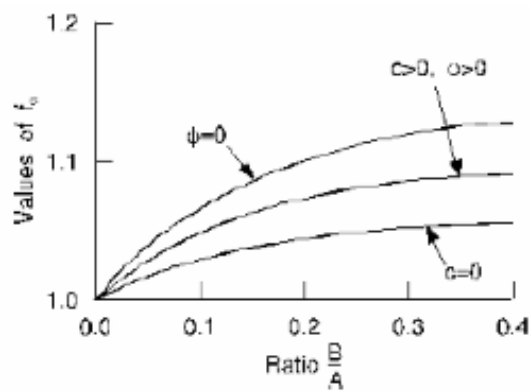
Para la primera iteración, las fuerzas normales y cortantes entre las dovelas son nulas. El factor de seguridad obtenido para el equilibrio de momentos corresponde al factor de seguridad del Método Ordinario de Fellenius. Este factor de seguridad es utilizado como la primera aproximación correspondiente a la segunda etapa de iteración.

#### **Segunda Etapa:**

En la segunda etapa se resuelven las ecuaciones no lineales de los factores de seguridad (Ecuaciones 4 y 6). El valor  $I$  (relación de fuerza cortante y fuerza normal entre dovelas) se iguala a cero, por lo tanto, la fuerza cortante que actúa en la interfase de las dovelas es nula. Se requieren de 4 a 6 iteraciones para asegurar la convergencia de los factores de seguridad de fuerzas y momentos. La respuesta para la ecuación del equilibrio de momentos corresponde al Método Simplificado de Bishop. La solución del factor de seguridad del equilibrio de fuerzas corresponde al Método Simplificado de Janbu sin la aplicación del factor de corrección empírico,  $f_0$ . El factor de corrección depende de la geometría de la superficie de falla, la cohesión y el ángulo de fricción del suelo. El cálculo del factor de seguridad de Janbu, se deberá realizar manualmente si se requiere utilizar el factor de corrección  $f_0$ . Utilizar Figuras 6 y 7 para el cálculo manual.



**Figura 8** Distancia B definida por Janbu, Bjerrum and Kjaemslil[GEO-SLOPE,2002]



**Figura 9** Factor de corrección de fo del Método simplificado de Janbu[GEO-SLOPE,2002]

### Tercera Etapa:

En esta etapa se calculan los factores de seguridad de fuerzas y momentos para aquellos métodos que consideran las fuerzas entre dovelas.

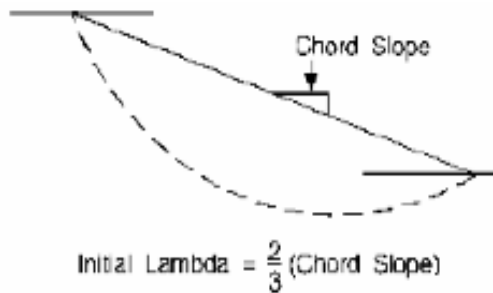
En la etapa 3, el programa calcula un valor del  $\gamma$  que provee el mismo factor de seguridad para equilibrio de fuerzas y momentos. La técnica utilizada es conocida como “Solución Rápida” y es muy similar al Método de convergencia de Newton-Raphson.

En la Solución Rápida se asigna un valor inicial de  $\gamma$  igual a 2/3 de la cuerda del talud (Figura 8). Los factores de seguridad de equilibrio de fuerzas y momentos son calculados utilizando esta estimación de lambda. Estos factores de seguridad junto a los obtenidos con el valor de lambda nulo, son utilizados para predecir un

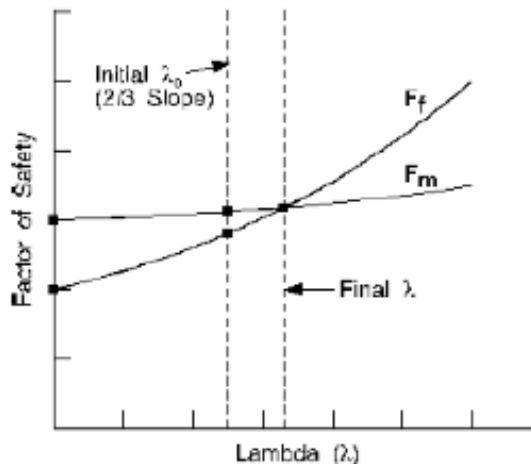
valor de lambda tal que los factores de seguridad de equilibrio de momentos y fuerzas sean iguales.

El procedimiento descrito previamente se repite hasta que se cumpla una tolerancia definida previamente. De esta manera se puede realizar el cálculo de factores de seguridad para cualquier función que defina la relación de las fuerzas entre dovelas.

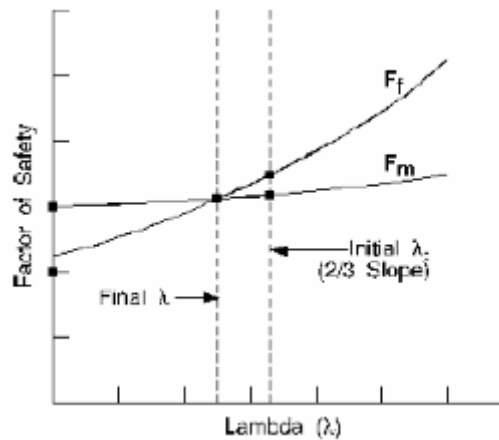
La Figura 6.9 muestra el procedimiento utilizado cuando el factor de seguridad de momentos es mayor que el factor de seguridad de fuerzas, en la Figura 10 muestra el procedimiento contrario al descrito anteriormente.



**Figura 10** Primera estimación de  $\gamma$  utilizada en la Solución Rápida [GEO-SLOPE,2002]



**Figura 11** procedimiento utilizado cuando  $F_m > F_f$  para la estimación de  $\gamma_0$  [GEO-SLOPE,2002]



**Figura 12** Procedimiento utilizado cuando  $F_m < F_f$  para la estimación  $\gamma_0$  [GEO-SLOPE,2002]

#### **Cuarta Etapa:**

La cuarta etapa es realizada cuando se definen valores de  $I$  para el cálculo de factores de seguridad de equilibrio de fuerzas y momentos. Los factores de seguridad pueden ser graficados para varios valores de  $I$  como se demuestra en las Figuras 11 y 12.

La etapa 4 provee un entendimiento completo de la relación entre los factores de seguridad y la función definida para las fuerzas entre dovelas. También puede ser utilizada para simular todos los métodos de estabilidad que emplean las fuerzas entre dovelas.

En la etapa 4 se realizan las soluciones para los métodos de Corps of Engineers y LoweKarafiath. El factor de seguridad es calculado utilizando la ecuación de equilibrio de fuerzas con un valor de  $\gamma$  igual a 1. En la Figura 13 se comparan los factores de seguridad obtenidos en distintos métodos de análisis.

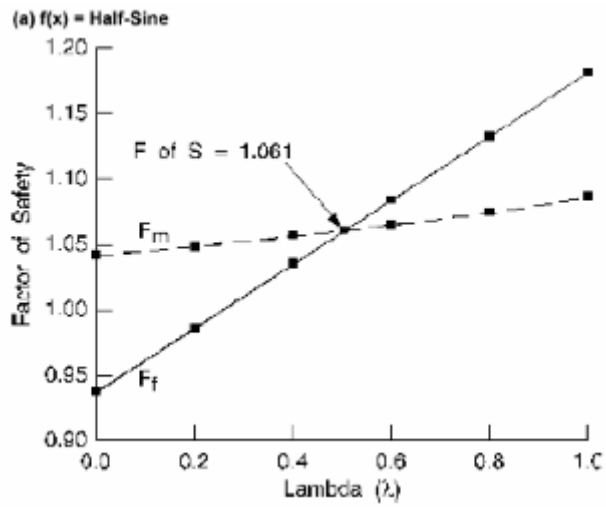
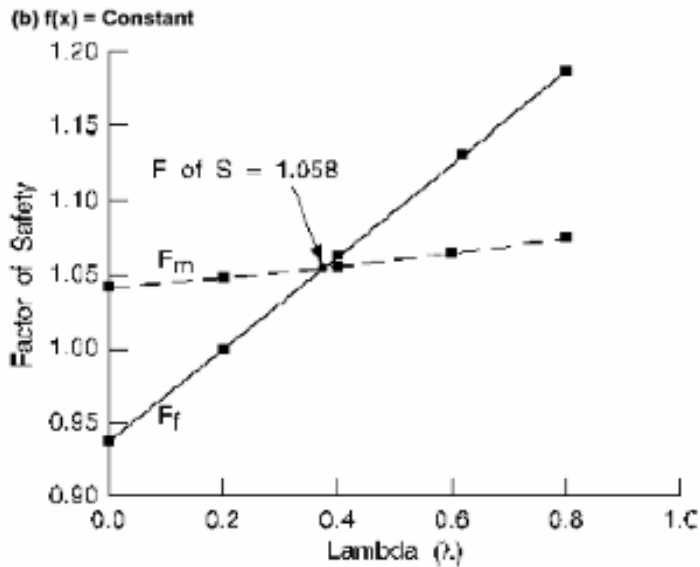
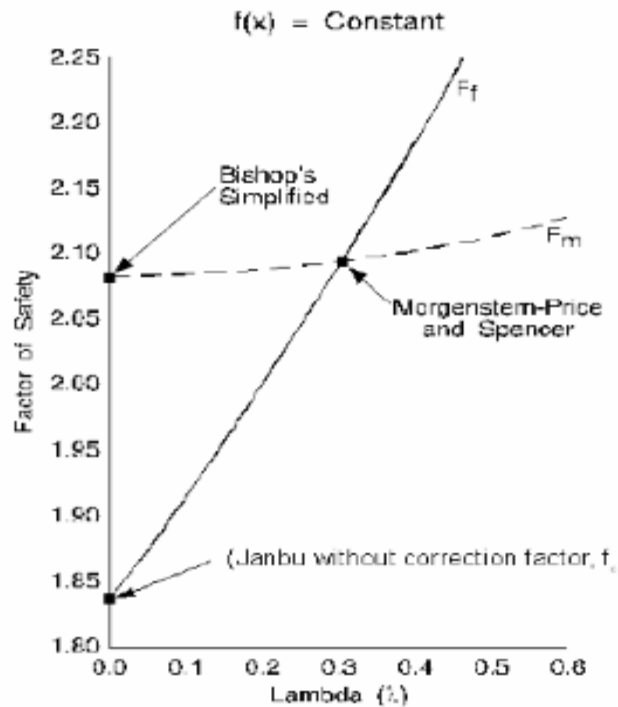


Figura 13 Variación del factor de seguridad respecto a  $\gamma$  cuando la función es senoidal [GEO-SLOPE,2002]



**Figura 14** Variación del factor de seguridad respecto a  $\gamma$  cuando la función es constante [GEO-SLOPE,2002]



**Figura 15** factores de seguridad obtenidos en distintos métodos [GEO-SLOPE,2002]

### Comparación de los diversos métodos:

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. La Tabla 3 presenta las condiciones de equilibrio estático que se satisfacen en los diversos métodos. La Tabla 3 presenta una comparación de los diversos métodos basados en equilibrio límite.

Métodos de equilibrio límite	Hipótesis
Fellenius (Ordinario) (1927)	Supone que las fuerzas entre rebanadas se anulan entre sí. Solo para deslizamiento circular.
Bishop Modificado (1955)	La fuerza resultante entre rebanadas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre rebanadas) Solo para deslizamiento circular
Janbu Generalizado (1968)	La posición de la fuerza normal entre rebanadas se define con la línea de empuje y se puede variar, es decir cambiar la posición de la fuerzas resultantes entre rebanadas. Para cualquier superficie de deslizamiento.
Spencer (1967)	Las fuerzas resultantes entre rebanadas son paralelas. Cualquier superficie de deslizamiento.
Morgenstern-Price (1965)	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelva mediante equilibrio de fuerzas y momentos. Cualquier superficie de deslizamiento.
GLE	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada, el porcentaje de la función requerido para satisfacer el equilibrio de momentos y fuerzas se define buscando el punto de intersección en el diagrama factor de seguridad vs porcentaje de la función.
Corps of Engineers (1970)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen paralelas al ángulo medio de la superficie del talud o a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno. Cualquier superficie de deslizamiento.
Lowe-Karafath (1960)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen iguales al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada rebanada. Cualquier superficie de deslizamiento.
Sarma (1973)	Los valores de las fuerza resultantes entre rebanadas siguen ciertas pautas predeterminadas. Cualquier superficie de deslizamiento.

**Tabla 3** Condiciones de equilibrio estático que se satisfacen en los diversos métodos [GEO-SLOPE]

Los métodos de equilibrio límite se fundamentan en comparar las fuerzas motoras, que son las que tienden a provocar el deslizamiento, con las resistentes. El cociente entre estas últimas y las anteriores proporciona el valor del FS.

En la práctica, esto se reduce a dividir una hipotética masa deslizante en rebanadas verticales. Para cada rebanada calculamos su peso, y este peso lo descomponemos vectorialmente en una componente paralela al plano de la base

de la rebanada, que será la tensión cortante sobre esa base, y en otra perpendicular a dicha base que representa la presión efectiva sobre la misma (olvidamos las presiones intersticiales para no complicarlo más).

La suma de las fuerzas resistente de todas las rebanadas, dividida por la suma algebraica de las tensiones cortantes, nos da el FS global. Hablo de suma algebraica porque es necesario tener en cuenta la orientación del vector cortante, ya que hay casos en los que pueden aparecer empujes pasivos.

En cuanto al cálculo por elementos finitos, el método más utilizado consiste en modificar los parámetros resistentes (cohesión y rozamiento interno) hasta obtener un par de valores de los mismos que lleva a la rotura. Dividiendo la resistencia al corte generado por los parámetros originales del suelo, por la que dan los parámetros Modificados obtenemos el F.S.

## Elementos finitos y malla

El procedimiento matemático realizado para calcular esfuerzo y deformaciones emplea elementos triangulares de 15 nodos, es decir, se divide en clúster triangulares con 15 puntos internos donde se aplica el respectivo procedimiento matemático para calcular los esfuerzos.

El mallado es una función automática del software. Se ha seleccionado la mayor densidad posible de elementos dentro del modelo, haciendo refinamiento automático en los contornos de las estructuras planteadas e interfaces de estratos de suelo.

**Perfil geotécnico:** El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelo identificados en campo.