

**PROPUESTA DE APLICACIÓN DE UN MÉTODO PARA EL DISEÑO DE
MICROPILOTES EN LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD POR MEDIO DE
UN SOFTWARE**

KAROL JOSEF RODRÍGUEZ LÓPEZ



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA
2014**

**PROPUESTA DE APLICACIÓN DE UN MÉTODO PARA EL DISEÑO DE
MICROPILOTES EN LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD POR MEDIO DE UN
SOFTWARE**

KAROL JOSEF RODRÍGUEZ LÓPEZ

Trabajo de aplicación para optar el título de:
MAGISTER EN GEOTECNIA

DIRECTORA
Ing. Civil Msc. Hebenly Celis Leguizamo

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA
2014**

DEDICATORIA

À tous mes amis

AGRADECIMIENTOS

Escuela de ingeniería Civil UIS por aprobar la contraprestación de servicios como pago de la maestría

Profesor y amigo *Álvaro Díaz*, sin sus consejos y constante apoyo no sería el profesional que soy!

Profesores *Wilfredo del Toro, Jaime Suarez y Hebenly Celis*, por su gran aporte en mi formación.

Familia, en especial a *Wallecilla*, por su ayuda y ánimo constante durante la elaboración del proyecto y asistencia a clases.

Sandra Marchena, por su colaboración en la coordinación de los cursos de la contraprestación.

Compañeros de la maestría, especialmente Héctor, Carlos y Julián, por su colaboración y trabajo en equipo.

Gradex Ingeniería S.A. y Geotecnología S.A.S., por brindarme el espacio y tiempo dentro del esquema laboral para asistir a clases.

Karol Josef Rodríguez López

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	
1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	15
1.1 TÍTULO DEL PROYECTO	15
1.1.1 DIRECTORA	15
1.1.2 AUTOR.....	15
1.2 OBJETIVOS.....	16
1.2.1 Objetivo general	16
1.2.2 Objetivos específicos	16
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	17
2.1 MICROPILOTES.....	17
2.1.1 Historia general de los micropilotes.....	17
2.1.2 Concepto de micropilote.....	17
2.1.3 Clasificación de los micropilotes por tipo de inyección.....	18
2.1.4 Uso de los micropilotes en estabilización de taludes	19
2.1.5 Construcción de micropilotes	19
2.2 NORMATIVA QUE RIGE EL DISEÑO DE MICROPILOTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....	23
2.2.1 NSR-10	23
2.2.2 CDMB (obras mínimas de estabilización de taludes).....	24
2.2.3 Sugerencias Bibliográficas	24
2.2.4 Normativa FHWA	25
2.2.5 Normativa española, Guía para proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.	26
2.3 ESTABILIDAD DE TALUDES	26
2.3.1 Herramientas disponibles para la evaluación de la estabilidad de taludes:	27
3. PROGRAMA ESCOGIDO PARA EL MODELAMIENTO	28
3.1 Phase 2.....	30
3.2 Plaxis	31
3.3 RS3.....	32

4.	VARIABLES DE ENTRADA Y SALIDA.....	34
4.1	Variables de entrada.....	34
4.1.1	Variables geométricas.....	34
4.1.2	Variables de contorno:.....	35
4.1.3	Variables de propiedades elásticas.....	35
4.1.4	Variables de propiedades de resistencia.....	35
4.1.5	Variables de cargas aplicadas al sistema.....	35
4.2	Variables de salida.....	36
5.	MÉTODO DE DISEÑO SUGERIDO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON MICROPILOTES MEDIANTE USO DE SOFTWARE.....	37
6.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO SUGERIDO A UN CASO DE ESTUDIO.....	39
7.	PROPUESTAS DE CAMBIO AL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS	63
8.	CONCLUSIONES.....	65
9.	RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES.....	66
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	67

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Clasificación de micropilotes según la norma EN 14199.....	18
Tabla 2. Factores de seguridad mínimos a utilizar en estabilidad de taludes.....	23
Tabla 3. Coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes (KST).....	24
Tabla 4. Factores de seguridad estáticos sugeridos, basados en distintos criterios.....	25
Tabla 5. Pasos de diseño de micropilotes en la estabilización de taludes en vías, según la FHWA.....	25
Tabla 6. Factores de seguridad normales sugeridos por la normativa española...26	26
Tabla 7. Recubrimiento en milímetros, sugerido, por la norma española.....	41
Tabla 8. Rangos de módulos de elasticidad en suelos según software Settle 3D de Rocscience.....	43

Tabla 9. Análisis de N (SPT) de diseño a partir de dos sondeos.	44
Tabla 10. Análisis de correlación de Módulo de elasticidad por medio de correlaciones en NOVO SPT.	45
Tabla 11. Parámetros de resistencia de suelos para modelación de estabildades por método de los elementos finitos (Complemento de parámetros hallados en [B2]).	46
Tabla 12. Factores de seguridad globales encontrados en talud con obras.	52
Tabla 13. Estimación de la fuerza de adhesión suelo-micropilote (Elias and Juran, 1991).	53
Tabla 14. Resistencia estructural a cortante y compresión de un micropilote.	54
Tabla 15. Resistencia de micropilote de tres barras a flexión, en función del diámetro de la barra puesta.	57
Tabla 16. Refuerzo mínimo según norma NSR-10.	58

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. Clasificación de las aplicaciones de los micropilotes.	19
Ilustración 2. Procedimiento típico de construcción de micropilotes.	20
Ilustración 3. Esquema de evolución de la superficie de falla en talud, cálculo por SRF.	29
Ilustración 4. Discretización con Elementos Finitos.	29
Ilustración 5. Icono y aspecto general del ambiente de trabajo en Phase 2 Versión 7.0.	31
Ilustración 6. Icono y aspecto general del ambiente de trabajo en Plaxis 2d Versión 8.5.	32
Ilustración 7. Icono y aspecto general del ambiente de trabajo en RS3 Versión 1.0.	33
Ilustración 8. Vista 3d de perfil de suelo suelto en el talud.	39
Ilustración 9. Referencia de módulos de elasticidad típicos en varias clases de suelos -Mitchell y Gardner (1975).	42
Ilustración 10. Perfil geotécnico del talud del caso de estudio.	46
Ilustración 11. Enmallado del modelo, resultados de desplazamientos totales en análisis estático y pseudoestático.	49
Ilustración 12. Factores de seguridad globales encontrados en talud sin obras. ...	50
Ilustración 13. Parámetros de resistencia de los micropilotes en la modelación. ..	51
Ilustración 14. Enmallado del modelo del talud con obra, análisis pseudoestático.	52
Ilustración 15. Dimensiones de la sección transversal elegida.	52
Ilustración 16. Análisis de flexión en sección de micropilote.	55

Ilustración 17. Esquema de procedimiento de análisis de micropilotes a flexión en SAP.....	56
Ilustración 18. Diagramas de fuerza axial, cortante (kN) y momento (kN-m) en los micropilotes según análisis en Phase 2.....	59
Ilustración 19. Ábaco para cálculo de flujo de suelo entre micropilotes.....	61
Ilustración 20. Deformaciones en el talud con obras.....	62

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A	Verificaciones y comparación de software
ANEXO B	Análisis de sensibilidad de variables de modelación
ANEXO C	Registro fotográfico temporal del sitio caso de estudio
ANEXO D	Geología del sitio caso de estudio
ANEXO E	Análisis de estudios previos del sitio caso de estudio
ANEXO F	Resistencia estructural de secciones tubulares
ANEXO G	Especificaciones de construcción
ANEXO H	Cantidades de obra
ANEXO I	Planos
ANEXO J	Proceso constructivo sugerido

GLOSARIO

MICROPILOTE: El término “micropilote”, utilizado casi universalmente, es entendido como pilotes ejecutados con técnicas diferentes [A]. La definición generalizada de micropilote es, perforación de diámetro pequeño (menor a igual a 0.30m) con refuerzo en barras corrugadas o sección tubular, e inyectado con lechada, en una o varias etapas, opcionalmente a presión.

SUELO RESIDUAL: Suelo producto de la meteorización de la roca, principalmente debido a agentes climáticos y topográficos.

ELEMENTOS FINITOS: Método numérico utilizado en la solución de ecuaciones diferenciales. También hace referencia a los paquetes de software que hacen uso del mismo para resolver problemas de ingeniería en el ámbito de esfuerzo deformación de medios elásticos, plásticos, térmicos, etc.

DISCRETIZACIÓN: Procedimiento utilizado en la teoría de los elementos finitos, por el cual, un dominio (espacio delimitado), es dividido en partes pequeñas para su posterior solución. Normalmente, a mayor grado de discretización, se obtienen resultados más precisos del problema.

PERFORACIÓN: Taladro ejecutado en el terreno hasta la profundidad definida en el proyecto para alojar el micropilote en su interior. [1]

INYECCIÓN: Proceso, en la ejecución de un micropilote, que permite rellenar la zona existente entre el terreno y la armadura, así como el interior de ésta y los posibles huecos existentes en el terreno. Para realizar la inyección se emplean lechadas o morteros de cemento. [1]

FS O FOS: Factor de seguridad ante la estabilidad de un talud.

RESUMEN

TÍTULO: PROPUESTA DE APLICACIÓN DE UN MÉTODO PARA EL DISEÑO DE MICROPILOTES EN LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD POR MEDIO DE UN SOFTWARE*.

AUTOR: Karol Josef Rodríguez López **

PALABRAS CLAVES: PROPUESTA, DISEÑO, MICROPILOTE, ESTABILIDAD DE TALUD, ELEMENTOS FINITOS.

El presente trabajo de grado tiene como fin reformular una metodología de diseño de micropilotes para la estabilización de taludes basada en normas internacionales. Esto, con el fin de proveer una herramienta estándar que garantice un adecuado dimensionamiento de los micropilotes a través de un programa de computador.

Para esto se realizó una investigación sobre las normas y documentos que proveen métodos de diseño de micropilotes en estabilidad de taludes; así, se encontró que el procedimiento sugerido por la FHWA es el más completo y fiable para este tipo de trabajos, y, por tanto en esta tesis se utiliza como punto de partida. Además, se introducen cambios en el procedimiento, respecto al software que se utiliza para modelar el talud, y, consideraciones de cómo hallar las solicitaciones de carga en los micropilotes. Ahora bien, un cambio en la metodología consiste en reemplazar los cálculos de factores de seguridad (FS) de métodos de Equilibrio Límite por cálculos de FS mediante reducción de parámetros de resistencia en métodos de Elementos Finitos, disponibles en el programa de software elegido, Phase 2 de Rocscience. Otro cambio, consiste en hallar las solicitaciones de carga axial, cortante y momento a flexión, no por curvas “p-y” como lo sugiere la FHWA, sino por evaluación de la interacción suelo-estructura que provee el mismo modelo de Elementos Finitos.

De ahí que, para evaluar la consistencia del método modificado, éste se implemente en un caso puntual, previamente estudiado, el cual pretende lograr la recuperación de un talud de carretera mediante la construcción de un muro cimentado sobre micropilotes.

* Proyecto de grado – modalidad de aplicación.

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directora de proyecto: Hebenly Celis Leguizamo, Ingeniera Civil Msc.

ABSTRACT

TITLE: APPLICATION PURPOSE OF A METHOD FOR DESIGNING MICROPILES ON A SLOPE STABILIZATION BY MEANS OF A SOFTWARE *.

AUTHOR: Karol Josef Rodríguez López **

KEYWORDS: MOTION, DESIGN, MICROPILE, SLOPE STABILITY, FINITE ELEMENTS.

The following degree work aims to reformulate a design methodology for micropile slope stabilization based on international standards. All this, in order to provide a standard tool that guarantees an adequate sizing of micropiles through a computer-based program.

In order to develop the project, it was done research on standards and documents that provide design methods micropiles slope stability; in this way, it was found out that in terms of a work like this the procedure suggested by the FHWA is the most complete and reliable one, and therefore, it is used as a starting point in this thesis. In addition, there are made some changes in the procedure for the software used to model the slope as well as considerations on how to find the stress load on micropiles. However, a change in the methodology consists of replacing the calculation of safety factors (SF) on methods of equilibrium limit as a means of the calculation of SF by reducing strength parameters in finite element techniques, available in the software program chosen, Phase 2 of Rocscience. Another change consists of finding the stresses of axial load, shear and bending moment, not by curves "p-y" as suggested by the FHWA, but by the evaluation of soil-structure interaction provided by the model of finite elements.

Hence, to evaluate the consistency of the modified method, it is implemented on a specific case that is previously studied, which aims to achieve the recovery of a road embankment by building a wall founded on micropiles.

* Degree Project – Application modality.

** Faculty of Physical-Mechanical Sciences. School of Civil Engineering. Project director: Hebenly Celis Leguizamo Ing. Civil Msc.

INTRODUCCIÓN

El presente texto pretende reformular una metodología de diseño de micropilotes para la estabilización de taludes, basada en normas internacionales, con el fin de proveer una herramienta estándar que garantice una adecuada escogencia y dimensionamiento de micropilotes.

Teniendo en cuenta que, la realización de proyectos de estabilización de taludes que requieren el diseño de alternativas de micropilotes como técnica de remediación, son usualmente llevados a cabo a partir de la experiencia ingenieril del profesional a cargo, se realizó una investigación sobre las normas y documentos que proveen métodos de diseño de micropilotes en estabilidad de taludes. También se encontró que el procedimiento sugerido por la FHWA es el más completo y fiable para este tipo de trabajos y por tanto en esta tesis se utiliza como punto de partida. De modo que, se hacen cambios al procedimiento, respecto al software que se utiliza para modelar el talud y se incluyen algunas consideraciones de cómo hallar las solicitaciones de carga en los micropilotes.

Así, en un primer momento se hace necesario efectuar un cambio en la metodología, la cual, consiste en reemplazar los cálculos de factores de seguridad (FS) de métodos de equilibrio límite por cálculos de FS mediante reducción de parámetros de resistencia en métodos de Elementos Finitos, disponibles en el programa de software elegido, reconocido como: *Phase 2 de Rocscience*.

En segundo lugar, se produce un cambio que consiste en hallar las solicitaciones de carga axial, cortante y momento a flexión, no por curvas “ $p-y$ ” como lo sugiere la FHWA, sino por evaluación de la interacción suelo-estructura que provee el mismo modelo de elementos finitos descrito en el párrafo anterior.

Así, el método de diseño de micropilotes propuesto, es aplicado a un caso previamente estudiado que tiene como meta la recuperación de un talud de carretera mediante la construcción de un muro cimentado sobre micropilotes.

Por ende, al tratarse de un proyecto que se desarrolla sobre el suelo terrestre, es preciso tener en cuenta la geología y características geotécnicas del terreno donde se efectúa el caso de estudio, las cuales son analizadas y complementadas referenciando la información disponible y apelando a estudios previos. (Ver **Anexos C, D y E**)

Ahora bien, el programa de modelamiento (Phase 2) fue elegido luego de realizar una búsqueda de entre varios software disponibles, los cuales han sido comparados mediante la solución de ejercicios de mecánica de suelos y revisión de las respuestas de cada uno. (Ver **Anexo A**).

Para ello se llevó a cabo un análisis de sensibilidad con el fin de observar la inferencia de las variables de entrada sobre las variables de salida en el software, esto se realiza modelando el talud del caso de estudio. (Ver **Anexo B**).

Finalmente, los productos que se proveen en este proyecto de grado, son dos:

En principio, lograr una sugerencia del método de diseño de micropilotes en estabilidad de taludes.

En últimas, obtener un ejemplo de diseño aplicado a un caso específico y elaboración de planos para construcción, especificaciones técnicas, cantidades de obra y método constructivo. (**Anexos G, H, I y J**).

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 TÍTULO DEL PROYECTO

Propuesta de aplicación de un método para el diseño de micropilotes en la estabilización de un talud por medio de un software.

1.1.1 DIRECTORA

Ing. Civil. Msc. Hebenly Celis

Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga – Colombia.

hebenlycelis@hotmail.com

1.1.2 AUTOR

Ing. Civil. Karol Josef Rodríguez López

Estudiante de Maestría en Geotecnia

kjosef3@gmail.com

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

- Sugerir un método de diseño para estabilización de taludes con micropilotes, mediante el uso de un software.

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar las variables de entrada y salida del programa escogido para el modelamiento.
- Modelar un sistema de micropilotes propuesto con ayuda de programas basados en métodos diferentes al equilibrio límite.
- Proponer cambios al diseño y evaluar los resultados obtenidos.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1 MICROPILOTES

2.1.1 Historia general de los micropilotes

El término “*micropilote*”, utilizado casi universalmente para describir un sistema de pilotes ejecutados con técnicas diferentes, se empezó a utilizar en Italia (entre 1950-52) y en muchos otros países por la empresa FONDEDILE. Este término es utilizado para describir un sistema de pilotes ejecutados con técnicas diferentes. La primera referencia que se ha encontrado sobre el término “*micropilote*” remite al libro de Sansón (1993). En él se describe los “pali radice” como pilotes de pequeño diámetro, ejecutados con perforación a rotación y una tubería de entubación de unos 100 mm de diámetro; en los cuales, después se pone una armadura central (de una o más barras), y se inyecta una mezcla de lechada, manteniendo la presión del mortero en cabeza con aire comprimido, mientras se extrae la tubería de entubación. Para ello se utiliza una mezcla, con una dosificación “elevada”, de cemento y aditivos. [5]

2.1.2 Concepto de micropilote

Los micropilotes son elementos generalmente de sección circular, de pequeño diámetro, capaces de transmitir las cargas de una estructura al terreno, mediante esfuerzos de compresión, y en ocasiones, de flexión y cortante, e incluso de tracción. Esta transmisión de esfuerzos se consigue mediante una conexión a la cimentación superficial, y se realiza por rozamiento del fuste despreciándose en la mayoría de los casos la resistencia en punta por ser muy inferior.

Los micropilotes se definen como elementos longitudinales ya que predomina su longitud sobre su sección. Además, se componen de una armadura en forma de tubo o barra y por el recubrimiento de ésta en forma de lechada de cemento o mortero que queda en contacto con el terreno y que introduce a presión contra el mismo. Esta inyección puede realizarse por tramos. [A1].

Los micropilotes, se diferencian de los pilotes, principalmente por tres razones:

- a. El comportamiento del micropilotes difiere del pilote ya que éste trabaja en grupo y en conjunto con el suelo, a manera de refuerzo y no como elemento individual.
- b. El efecto de grupo en los micropilotes es usualmente positivo.

- c. En el micropilote es más importante el refuerzo como transferente de carga, mientras que en los pilotes, prima el concreto como material resistente.
- d. Los diámetros suelen ser de máximo 0.25 m a 0.30 m para micropilotes
- e. Los micropilotes se rellenan con lechada, esta puede ser inyectada a presión. Los pilotes se construyen comúnmente con concreto.

2.1.3 Clasificación de los micropilotes por tipo de inyección

- Tipo 1: Inyección Única Global (IU): Una sola fase de inyección a baja presión.
- Tipo 2: Inyección Única Repetitiva (IR): En una o dos fases mediante latiguillos y presiones medias, no superiores a la mitad de la presión límite del terreno.
- Tipo 3: Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS): Se da, a través de tubos manguito, con reinyecciones superiores a dos y con altas presiones de hasta la presión límite del terreno **[A1]**

Existen muchas otras clasificaciones; en la Tabla 1, se encuentra la clasificación que realizan las normas inglesas para micropilotes perforados.

Tabla 1. Clasificación de micropilotes según la norma EN 14199.

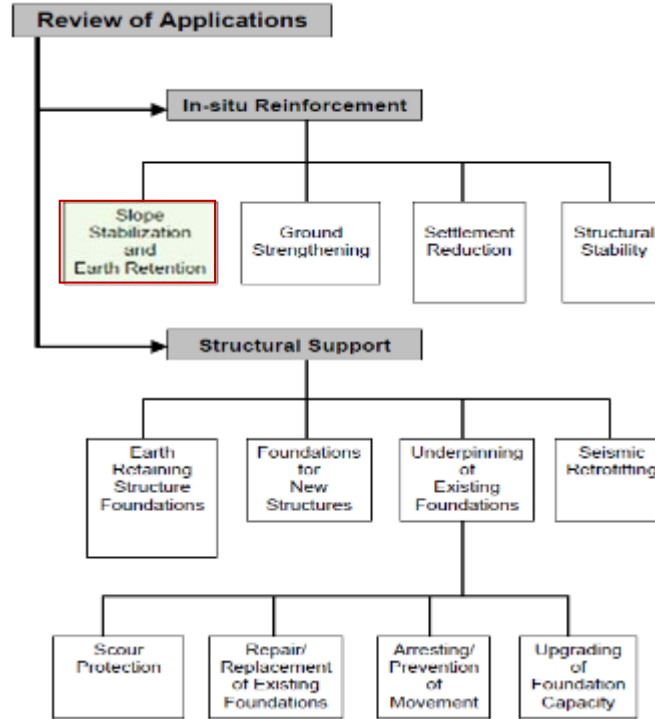
MÉTODO DE PERFORACIÓN	TIPO DE ARMADURA	MÉTODO DE INYECCIÓN	MATERIAL DE INYECCIÓN O RELLENO	OPCIONES
	Jaula de armadura (barras corrugadas)	Inyección por gravedad u hormigonado	Lechada, mortero u hormigón	Entubación
		En una fase, con entubación provisional	Lechada o mortero	—
Perforación por rotación	Perfil tubular u otro perfil estructural	Inyección por gravedad u hormigonado	Lechada, mortero u hormigón	Entubación
		En una fase, a través de: <ul style="list-style-type: none"> – Entubación provisional – Armadura tubular – Tubo-manguito 	Lechada	—
Perforación por rotopercusión		En varias fases, a través de: <ul style="list-style-type: none"> – Tubo-manguito – Válvulas especiales – Tubos de postinyección 	Lechada	Punta ensanchada
		Inyección durante la perforación	Lechada	Inyección en varias fases a través de la propia armadura
	Entubación permanente (con o sin jaula de armadura)	Inyección por gravedad u hormigonado	Lechada, mortero u hormigón	Punta ensanchada
Hélice continua	– Jaula de armadura – Elemento portante	Hormigonado a través del alma hueca de la barrena	Lechada, mortero u hormigón	—

Fuente: extraído y modificado de Tabla A-1.1 clasificación de los micropilotes perforados de [1]

2.1.4 Uso de los micropilotes en estabilización de taludes

El uso de los micropilotes en proyectos de carretera se enmarca en el contexto de reforzamiento de suelos; ver la siguiente gráfica extraída de [11]

Ilustración 1. Clasificación de las aplicaciones de los micropilotes.



Fuente: Figure 3-1 Classification of Micropile Applications [11]

En el ámbito de la estabilización de taludes, los micropilotes juegan un papel en el refuerzo del suelo, creando una masa reforzada que resiste de manera eficiente las cargas estáticas y dinámicas, aumentando los factores de seguridad, al cortar las líneas de falla generando una mayor capacidad a cortante en el suelo. Adicionalmente, el micropilote, actúa con su capacidad a tensión y compresión ya que es halado y sometido por el movimiento, este elemento trata de agarrarse del suelo para soportar el movimiento; en este sentido, es de gran importancia que el micropilote se encuentre adosado a una viga o zapata de espesor importante que permita que los micropilotes no sean arrancados, garantizando un adecuado comportamiento del conjunto micropilote - suelo.

2.1.5 Construcción de micropilotes

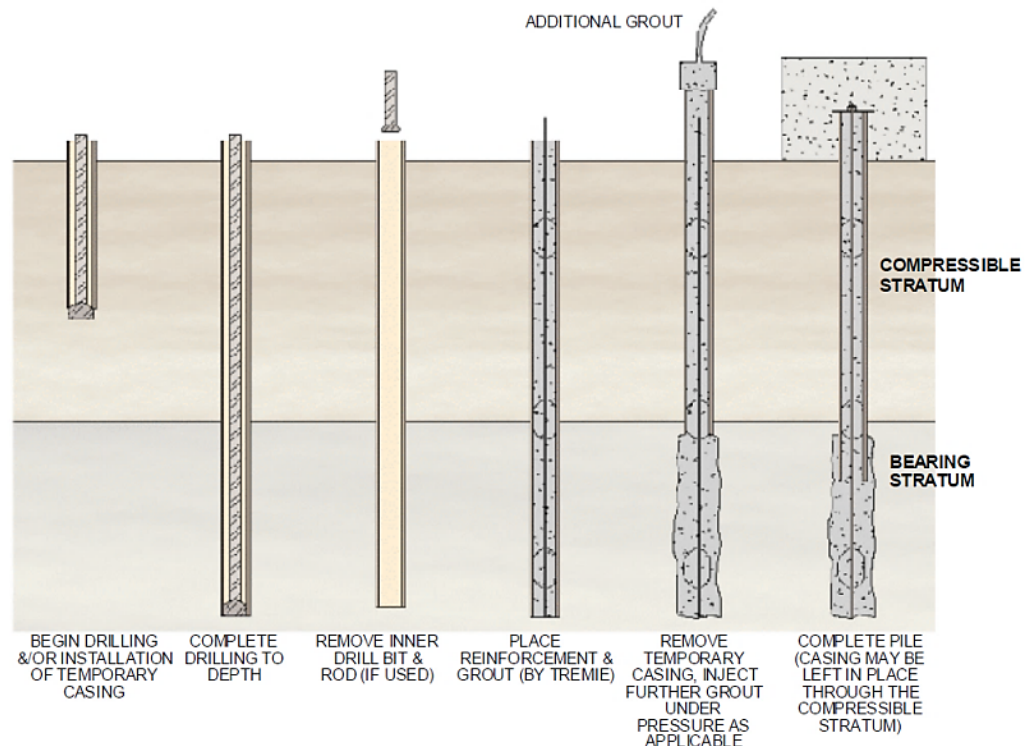
La construcción de micropilotes tiene ventajas frente a la construcción de otros tipos de refuerzo del suelo, ya que los equipos necesarios para tal labor consisten

en taladros, los cuales normalmente son de baja envergadura, y pueden circular o ser llevados a espacios relativamente cerrados y de difícil acceso. Los pasos para la construcción de un micropilote típico, son los siguientes (ver Ilustración 2).

1. Perforación del suelo hasta la cota requerida, puede ser necesario un revestimiento para impedir que se cierre la perforación.
2. Retirar el revestimiento, o dejarlo si hace parte del refuerzo del micropilote.
3. Introducir el refuerzo (Barras o secciones tubulares de acero), y la tubería tremí de inyección.
4. Inyectar lechada, ya sea por gravedad, o inyección a presión en una o varias etapas según sea el tipo de micropilote.
5. Es necesario dejar un cabezal (salido) en el micropilote, para que después de fraguada la lechada se funda la viga cabezal.

En la Fotografía 1 se muestra la construcción de micropilotes y la maquinaria necesaria para esta labor.

Ilustración 2. Procedimiento típico de construcción de micropilotes.



Fuente: Figure 4-1 Typical Micropile Construction Sequence Using Casing. [11]

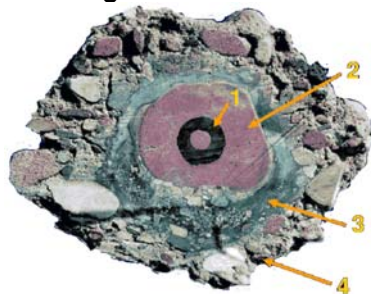
Fotografía 1. Ejemplos de perforadoras propicias para ejecución de micropilotes perforados.



Fuente: Web Imágenes Google y autor

Ahora, en la Fotografía 2 se observa la geometría real de un micropilote. En la Fotografía 3 se muestran vistas típicas de construcción de micropilotes en vías colombianas, y en la Fotografía 4, ejemplos de uso de micropilotes en laderas inestables.

Fotografía 2. Vista de la sección real típica de micropilotes exhumados.



Sección transversal típica de micropilote



Exhumación de micropilote

Fuente: modificado de Con-Tech Systems Ltd.

Fotografía 3. Ejemplo de construcción de micropilotes en carretera (ampliación de calzada Vía Pauna - Otanche departamento de Boyacá).



Fuente: Autor

Fotografía 4. Ejemplo de construcción de micropilotes para estabilización de deslizamientos.



Fuente: [15] 4.2. Estabilización del deslizamiento de la ladera de Otívar Granada

2.2 NORMATIVA QUE RIGE EL DISEÑO DE MICROPILOTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Debido a la falta de una norma colombiana dedicada exclusivamente a esta labor, se ha extraído de diferentes normativas, la parte que más se involucra con el tema. En este sentido se han tenido en cuenta las siguientes normas y sugerencias:

1. Norma colombiana NSR-10 [12].
2. Normativa CDMB [8].
3. Sugerencias bibliográficas.
4. FHWA [11].
5. Guía para proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera (Normativa española) [1].

2.2.1 NSR-10

Aunque está destinada principalmente a construcción de viviendas, la inclusión de esta normativa relaciona factores de seguridad en la estabilidad de taludes y coeficientes de aceleración sísmica para el diseño sísmico (Pseudoestático).

El título H.5 “Excavaciones y estabilidad de taludes”, trae la referencia y tabla que proporciona los factores límite de factor de seguridad (ver Tabla 2) y coeficientes pseudoestáticos (ver Tabla 3).

Tabla 2. Factores de seguridad mínimos a utilizar en estabilidad de taludes.

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Fuente: Norma colombiana sismorresistente NSR-10 [12]

Se utilizará en el diseño un **factor de seguridad** mínimo en condiciones estáticas de **1.5** y de **1.05** para condiciones sísmicas.

Tabla 3. Coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático de taludes (KST).
Tabla H.5.2-1

Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Norma colombiana sismorresistente NSR-10

El coeficiente KST , es igual a 0.8, utilizable en el proyecto, por tratarse de suelos y por no tener análisis de amplificación.

El coeficiente de aceleración para el área de Floridablanca, según la NSR-10 en su *Apéndice A-4 Valores de A_a , A_v , A_e , y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos* es:

$$A_a=0.25 \text{ y } A_v=0.25$$

Luego, el **coeficiente sísmico** a utilizar en los análisis es: $0.25g \times 0.8 = \mathbf{0.2g}$

2.2.2 CDMB (obras mínimas de estabilización de taludes)

Los criterios para el estudio de los taludes y el diseño de obras de estabilización se basan en los estudios de estabilidad de laderas determinados en las presentes normas técnicas. En todos los casos se debe garantizar un factor de seguridad de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.2 para una aceleración sísmica de 0.15g. [8]

2.2.3 Sugerencias Bibliográficas

El Ingeniero Jaime Suarez, sugiere en sus libros y presentaciones los siguientes factores de seguridad, basados en distintos criterios y autores (ver Tabla 4).

Tabla 4. Factores de seguridad estáticos sugeridos, basados en distintos criterios.

Caso	FS
Si puede ocurrir la pérdida de vidas	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes.	1.3
Si la falla del talud no causa daños.	1.2

Fuente: Diapositiva Estabilización de taludes Jaime Suarez

2.2.4 Normativa FHWA

Mediante la lectura y seguimiento de pasos de diseño sugeridos en [11], se ha tenido en cuenta la normativa internacional para el diseño del sistema de estabilización. Básicamente, con esta normativa, se tiene una guía de diseño, cuyos pasos se resumen en la Tabla 5

Tabla 5. Pasos de diseño de micropilotes en la estabilización de taludes en vías, según la FHWA.

Paso	Procedimiento
1	Identificar las limitaciones específicas del proyecto y evaluar la viabilidad de utilización de micropilotes.
2	Identificar los requisitos de funcionamiento.
3	Revisar la información disponible y datos geotécnicos.
4	Evaluar el factor de seguridad del talud existente.
5	Determinar la fuerza adicional necesaria para obtener el factor de seguridad deseado.
5.1	Elegir la ubicación de un solo micropilote vertical dentro del talud existente.
5.2	Modelar la fuerza de restricción que proporciona el micropilote y realizar análisis de estabilidad de taludes.
5.3	Evaluar la estabilidad del talud lejos de los micropilotes.
6	Elegir la sección transversal de los micropilotes.
7	Estimar la longitud de los micropilotes.
8	Evaluar la capacidad a momentos de flexión de un solo micropilote vertical.
9	Evaluar la capacidad a cortante de un solo micropilote vertical.
10	Evaluar la capacidad a cortante del grupo de micropilotes.
10.1	Seleccionar el ángulo de los micropilotes inclinados.
10.2	Determinar la capacidad máxima a cortante de un solo pilote inclinado.
10.3	Determinar la capacidad máxima a cortante del grupo de micropilotes.
11	Calcular la separación requerida para proveer la fuerza estabilizadora necesaria.
12	Comprobar el potencial de flujo de suelo entre micropilotes.
13	Realizar el diseño estructural de la viga cabezal.

Fuente: Traducción de: Table 6-1. Design Steps for Micropiles for Soil Slope Stabilization. [11]

Adicionalmente, la FHWA, considera que los factores de seguridad deberían estar entre 1.3 y 1.5 para el análisis estático, y en 1.1 para el análisis dinámico.

2.2.5 Normativa española, Guía para proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera.

Este documento consiste en un manual en español, que ha servido de referencia importante en la definición del sistema estabilizador micropilote-suelo, mediante la verificación de los estados límite que deben ser evaluados; además, contiene sugerencias sobre factores de seguridad en uso normal (ver Tabla 6).

Tabla 6. Factores de seguridad normales sugeridos por la normativa española.

Combinación de acciones	Coficiente normal
Casi permanente	$F1 \geq 1.50$
Característica	$F2 \geq 1.30$
Accidental	$F3 \geq 1.10$

Fuente: Modificado de GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA Tabla 4.1

2.2.5.1 Estados límites

Se deben efectuar las comprobaciones respecto a:

- ✓ Estados límite último:
 - Fallo de estabilidad global.
 - Fallo de la capacidad de soporte del terreno.
 - Fallo estructural.
 - Socavación del cimiento.
- ✓ Estados límite de servicio.
- ✓ Otras comprobaciones.

2.3 ESTABILIDAD DE TALUDES

Hoy día, se han desarrollado y probado gran cantidad de técnicas para el manejo de taludes inestables o deslizamientos; entre los beneficios más importantes se encuentran la reducción de amenazas y riesgos los cuales se obtienen mediante la prevención. Hay que tener en cuenta, que la eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos, y se requiere establecer medidas de control o de remediación de los taludes susceptibles a deslizamiento o los deslizamientos activos.

La estabilización de deslizamientos en actividad o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías especializadas de diseño y construcción. Cada sistema tiene su base teórica y sus procedimientos constructivos. [3]

2.3.1 Herramientas disponibles para la evaluación de la estabilidad de taludes:

Para el análisis de estabilidad de taludes se dispone de varias herramientas así:

- Tablas o ábacos

Se han elaborado tablas y ábacos para calcular en forma rápida y sencilla los factores de seguridad para una variedad de condiciones.

- Análisis gráficos

Históricamente, se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes. Estos sistemas gráficos son poco usados actualmente.

- Cálculos manuales

La mayoría de los métodos de análisis se desarrollaron para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo a fórmulas simplificadas.

- Hojas de cálculo

Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, las cuales pueden utilizarse para análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.

- **Uso de “Software”**

La técnica de análisis que se escoja depende de las características de los sitios y del modo potencial de falla, dando especial consideración a las fortalezas, las debilidades y las limitaciones de cada metodología de análisis. Hasta el año 1975 la mayoría de los análisis de estabilidad se realizaban en forma gráfica o utilizando calculadoras manuales. [3]

3. PROGRAMA ESCOGIDO PARA EL MODELAMIENTO

En el desarrollo de la metodología de diseño de micropilotes para estabilización de taludes propuesto por la FHWA, es necesaria la utilización de un programa que evalúe el factor de seguridad del talud en estado natural, y con obras. Además, otra parte del procedimiento sugiere la utilización del programa Lpile para conocer las fuerzas a las cuales se encuentra solicitado cada micropilote. Se propone utilizar un programa de Elementos Finitos para cumplir con estos dos requerimientos, de manera simultánea.

A continuación se establece la técnica de reducción de parámetros de resistencia, implementada en los métodos de Elementos Finitos, disponibles en Plaxis y Phase2.

El cálculo de factores de seguridad con Elementos Finitos se consigue mediante la técnica de **reducción de parámetros de resistencia del suelo** hasta conseguir su colapso, encontrando así, el máximo esfuerzo permisible por cortante que se tiene en ese estado. Ahora, se dividen los parámetros originales entre los parámetros reducidos, resultando un factor de seguridad global para todo el modelo.

De acuerdo con lo anterior, se tienen las siguientes expresiones:

$$FOS = \frac{\tau}{\tau_f} \quad \tau = C + \sigma_n \tan \phi \quad \tau_f = C_f + \sigma_n \tan \phi_f \quad C_f = \frac{C}{SRF} \quad \phi_f = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{SRF}\right)$$

Donde:

FOS : Factor de seguridad *FS* o *FOS* por sus siglas en inglés.

SRF: Factor de reducción de resistencia (strength reduction factor).

τ : Resistencia a cortante del suelo.

τ_f : Resistencia a cortante disminuida del suelo en el momento del fallo.

σ_n : Esfuerzo vertical en el suelo.

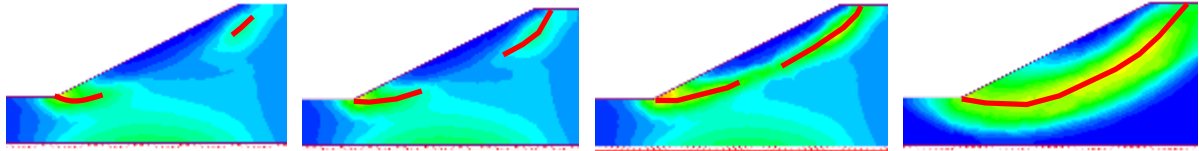
ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

ϕ_f : Ángulo de fricción del suelo disminuido en proporción a la cohesión disminuida del suelo en el momento del fallo.

C: Cohesión del suelo.

El modo de falla encontrado por este método es más realista que el encontrado con superficies de falla en Equilibrio Límite, ya que, entre otros aspectos, muestra el progreso de la superficie de falla, en la cual, a lo largo de la misma, el factor de seguridad es variable y el colapso comienza en la cabeza y pie del talud terminando en el centro.

Ilustración 3. Esquema de evolución de la superficie de falla en talud, cálculo por SRF.

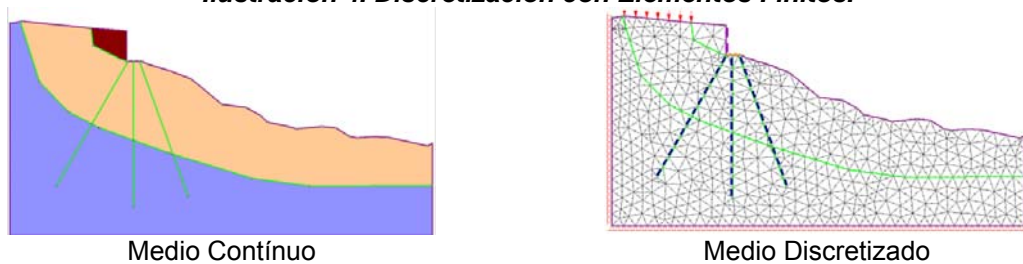


Fuente: Propia

Las fuerzas a las cuales se encuentra sometido el micropilote se leen directamente con el software una vez finalizado el proceso de cálculo.

Para resolver los problemas de análisis de comportamiento lineal – estático y dinámico de medios continuos sometidos a acciones diversas, con infinitos grados de libertad, es necesario estudiar un modelo matemático que lo dividida (o discretice, (ver Ilustración 4) en partes pequeñas denominadas elementos finitos que se encuentran conectadas entre sí, a través de los llamados puntos nodales (o nodos de borde del elemento finito) reproduciendo la estructura real lo más ajustadamente posible y pasando de una estructura de infinitos grados de libertad a una de un número finito.

Ilustración 4. Discretización con Elementos Finitos.



Fuente: Autor

Así, a los grados de libertad nodal se le asignan características mecánicas, que ensamblados entre sí, a través de sus nodos, y planteadas las correspondientes ecuaciones de equilibrio y compatibilidad nodal, permitirán resolver el problema desde el punto de vista de deformación y esfuerzos de la estructura o suelo.

En cualquier sistema a analizar se puede distinguir entre:

- Dominio: Espacio geométrico donde se va a analizar el sistema.
- Condiciones de contorno (ver Ilustración 4): Variables conocidas como cargas, desplazamientos, temperaturas, etc. las cuales condicionan el cambio del sistema.

- Incógnitas: Variables del sistema que se desean conocer, cuando las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema. En el caso de elementos estructurales o de suelo, estas incógnitas son los desplazamientos nodales, a partir de éstos se calcula el resto de incógnitas que interesan: tensiones, deformaciones, etc. A estas incógnitas se les denomina grados de libertad de cada nodo del modelo. Los grados de libertad de un nodo son las variables que determinan el estado y/o posición del nodo.

El software escogido para la modelación se denomina Phase 2. A continuación se realiza una breve descripción del mismo, y adicionalmente, se mencionan los programas Plaxis y RS3, los cuales sirvieron de apoyo para comprobar algunos de los resultados obtenidos. El detalle de la escogencia del software se presenta en el **Anexo A** - Verificaciones y comparación de software.

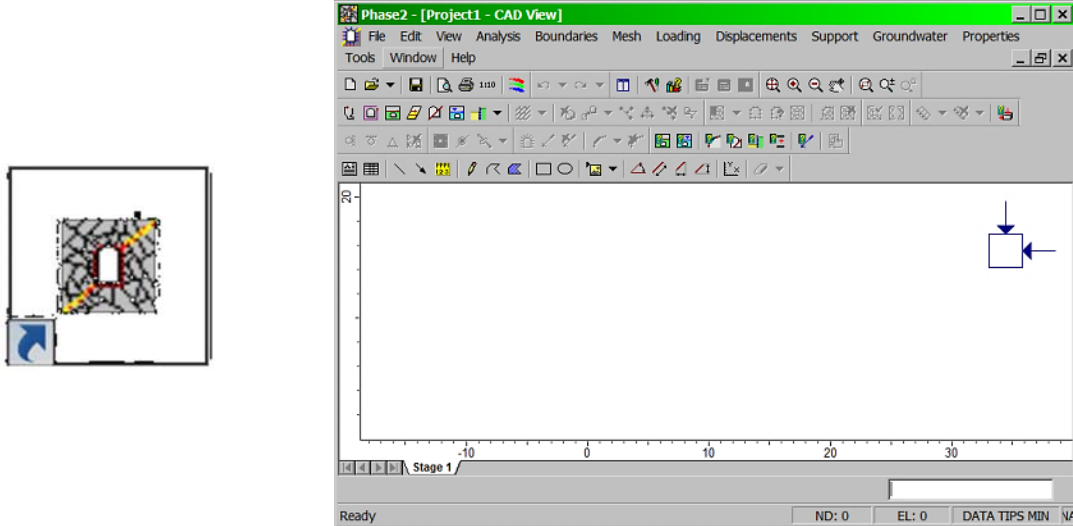
3.1 Phase 2

Es un poderoso software de análisis en dos dimensiones de elementos finitos en medios elasto - plásticos, análisis de esfuerzos y modelación de túneles y excavaciones a cielo abierto en suelos y roca. Este programa no difiere mucho de Plaxis 2d. Para este proyecto se utilizó la séptima versión. (Ver Ilustración 5). Algunas de las características que tiene este programa para abordar el cálculo de factores de seguridad y esquema de esfuerzo deformación, son las siguientes:

- ✓ Es posible decidir el grado de refinamiento de la malla y tipo de geometría adoptada para la discretización del medio continuo.
- ✓ Las capas de suelos son modelados mediante la asignación de parámetros de elasticidad y parámetros de resistencia, así como su peso específico.
- ✓ Se pueden implementar cargas distribuidas, puntuales, triangulares, etc.
- ✓ Los elementos estructurales se pueden modelar según su configuración, la biblioteca de elementos estructurales disponible son los anclajes, vigas, placas, geotextiles, etc.
- ✓ Se permite asignar distintos escenarios de cambios en el estado de esfuerzos, es decir, se puede reproducir por ejemplo el avance de la construcción de obras, profundización de excavaciones, etc.
- ✓ Como estado de esfuerzos in situ, se puede modelar el peso del material debido a la gravedad, o un sistema tensorial definido.

- ✓ Es necesario estipular las condiciones de contorno o restricciones de algunas aristas al movimiento, de este modo, se delimita el entorno a un espacio finito.

Ilustración 5. Icono y aspecto general del ambiente de trabajo en Phase 2 Versión 7.0.

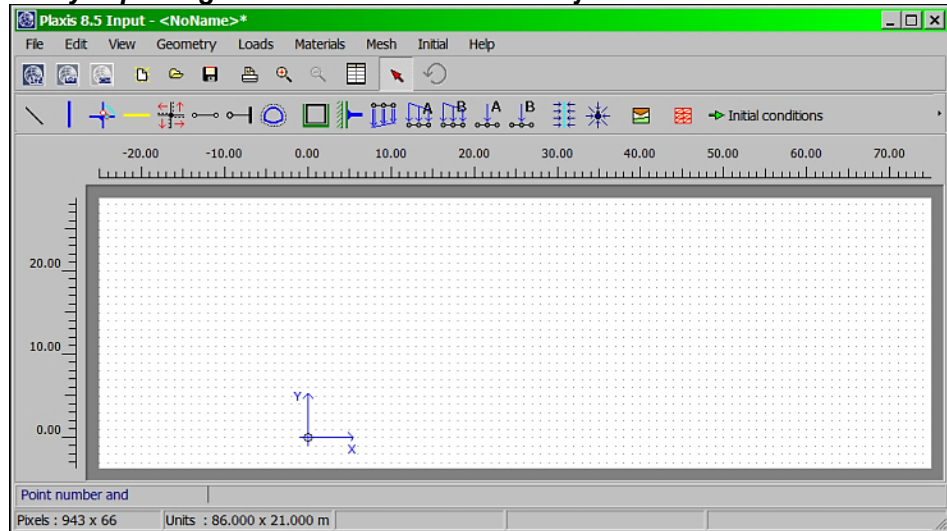


Fuente: Recorte de vista de software elaborada por autor

3.2 Plaxis

PLAXIS es un programa de ordenador de Elementos Finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Las situaciones que se pueden modelar corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate. (Ver Ilustración 6).

Ilustración 6. Icono y aspecto general del ambiente de trabajo en Plaxis 2d Versión 8.5.



Fuente: Recorte de vista de software elaborada por autor

La mayor parte de las características con las que cuenta Plaxis, coinciden con las del software Phase 2.

3.3 RS3

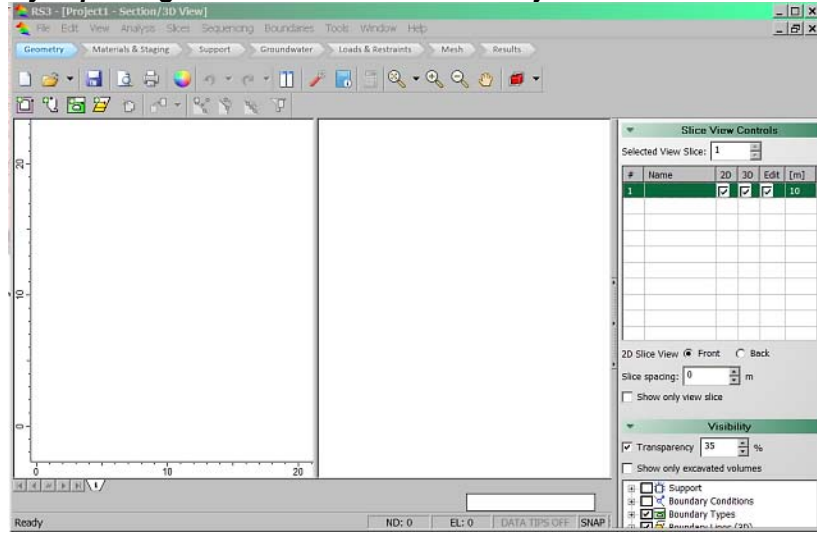
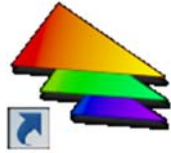
Este programa se puede describir como la versión tridimensional de Phase 2. Sus objetivos se centran más que todo en resolución de problemas de esfuerzos-deformación en excavaciones a cielo abierto y túneles. Además, resulta ser una herramienta útil en el análisis de taludes en tres dimensiones.

La versión del programa es 1.0, y tiene menos de un año en el mercado. Se espera que sea competencia del último plaxis 3d disponible, del cual no dista mucho en posibilidades. (Ver Ilustración 7).

Las características de este software coinciden en su totalidad con lo descrito anteriormente para Phase 2, sin embargo, este programa tiene otras ayudas enfocadas a facilitar el modelamiento en tres dimensiones.

Para la implementación del modelo del caso de estudio, se han depurado las curvas de nivel tomadas de la topografía del área, convirtiéndolas en contornos de terreno con espesores definidos que, unidos entre sí, configuran la forma del terreno.

Ilustración 7. Icono y aspecto general del ambiente de trabajo en RS3 Versión 1.0.



Fuente: Recorte de vista de software elaborada por autor

4. VARIABLES DE ENTRADA Y SALIDA

Con relación a la constitución de modelos en los programas de Elementos Finitos, **Plaxis**, **Phase 2** y **RS3**, se procede a identificar sus variables de entrada y salida.

4.1 Variables de entrada

4.1.1 Variables geométricas

- a. **Delimitación del espacio de trabajo:** El espacio debe ser representativo del problema que se requiera modelar, es decir, que no debe estar excesivamente delimitado ya que no se tendrían en consideración partes del modelo que pueden aportar esfuerzos adicionales al sistema. Las variables de tipo geométrico tienen un alto grado de incertidumbre, ya que dependen en gran medida del criterio que se tuvo al trazar el perfil estratigráfico, por ejemplo, sobre el trazado de líneas que separan suelos duros de suelos blandos, dibujo del nivel freático, etc.
Como regla general, para la determinación de la delimitación del espacio de trabajo, se mide el área de interés y se multiplican sus dimensiones por tres, esto lo sugiere el programa RS3 por defecto, o si es el caso, se delimita hasta donde se consideren que los desplazamientos no son importantes.
- b. **Enmallado:** Phase 2, consta de dos tipos de figura para realizar un enmallado, la primera corresponde con un triángulo y la segunda a un cuadrilátero. Según se analizó en el **Anexo A**, es prudente la utilización de la figura triángulo, con una proporción de enmallado de cien como mínimo.
- c. **Ángulo de inclinación de los micropilotes:** Según las modelaciones realizadas en el **Anexo B**, se encontró que el sistema de micropilotes se puede optimizar reduciendo el ángulo de inclinación. El ángulo de inclinación de los micropilotes afecta de manera significativa el *FS*.
- d. **Longitud de los micropilotes:** La longitud del micropilote se obtiene por caculos de factor de seguridad contra el arrancamiento en dependencia de la fricción estructura-suelo y localización de la superficie de debilidad o falla. En el caso de los programas de elementos finitos, la longitud del micropilote incide en el nivel de deformaciones.

4.1.2 Variables de contorno:

- e. **Enmallado:** En problemas de taludes se delimita la base del modelo a desplazamientos en X y Y , y las paredes verticales del modelo a movimientos en X , de este modo, todo el modelo puede asentarse, y las cargas son correctamente distribuidas.

4.1.3 Variables de propiedades elásticas

- f. **Propiedades elásticas de los suelos:** Módulo de Poisson, módulo de elasticidad. En el **Anexo B** se realizan modelamientos para determinar la afectación de estos parámetros. En cuanto a FS , el módulo de elasticidad no interviene, mientras que el módulo de Poisson, genera una leve afectación al FS .
- g. **Propiedades elásticas de elementos estructurales:** Módulo de Poisson, módulo de elasticidad; no se hizo análisis puntual de estas variables, ya que estas propiedades usualmente son constantes en los materiales estructurales.

4.1.4 Variables de propiedades de resistencia

- h. **Propiedades de resistencia de los suelos:** Ángulo de fricción, Cohesión. En el **Anexo B** se realizan modelamientos para determinar la afectación de estos parámetros. En cuanto a FS , un incremento de ambos parámetros aumenta significativamente el FS , para el caso del ángulo de fricción. En relación a lo anterior, es fácilmente demostrable que estos factores intervienen en gran medida en el cálculo del FS , pero el factor determinante es la pendiente del talud, y sus refuerzos para el caso de análisis con obras.

4.1.5 Variables de cargas aplicadas al sistema

- i. **Carga del provocado por el tránsito:** En geotecnia las cargas de tránsito son satisfactoriamente modeladas mediante cargas estáticas distribuidas.
- j. **Condiciones de esfuerzos in situ:** Para modelos de talud se aplica la aceleración de la gravedad a los distintos suelos que son afectados por su peso específico.

4.2 Variables de salida

- k. Factores de seguridad:** Según se vio en el numeral anterior, el FS es afectado por las variables de entrada de manera diferente. El Factor de Seguridad también es afectado por variables geométricas en gran medida. Las variables de entrada que tienen mayor incidencia son el ángulo de fricción y la cohesión en los suelos.
- l. Solicitaciones máximas a fuerza axial, fuerza cortante y momento flector:** En caso de que los elementos estructurales se modelen con objetos de elementos finitos, tales como un Liner (placa), viga o anclaje, se podrá hacer una consulta de los diagramas correspondientes a las fuerzas a las que estén solicitados estos elementos; estos parámetros dependen de cómo es la interacción estructura suelo, es decir, como se transmiten las cargas y desplazamientos teniendo en cuenta que son materiales con parámetros muy diferentes en magnitud.
- m. Distribución de esfuerzos totales y efectivos; desplazamientos y deformaciones:** La distribución de estas variables, en el medio discretizado, resulta viable graficarlas por rango de colores o isolíneas, con esto es posible localizar zonas débiles en el modelo que pueden representar asentamientos, o deformaciones excesivas en los materiales. Estas variables de salida son consecuencia de la transmisión de esfuerzos entre capas de suelos que pueden interactuar entre ellas o la interacción de capas de suelos con estructuras o cargas.

Las variables de salida son utilizadas para realizar el chequeo de los diseños evaluados en el software. Se verifica que las deformaciones estén dentro de los rangos aceptables; que el factor de seguridad sea mayor al mínimo exigido por la normativa, y que las fuerzas actuantes en los elementos estructurales, puedan ser resistidas con un rango de seguridad adecuado.

5. MÉTODO DE DISEÑO SUGERIDO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON MICROPILOTES MEDIANTE USO DE SOFTWARE

Ahora bien, se expone y se hace sugerencia de un método de diseño para la estabilización de taludes con micropilotes mediante el uso de un software con base en el método sugerido por la *FHWA* [11] al cual se le han realizado una serie de cambios con el fin de que la aplicación resulte sencilla y los resultados sean, a su vez, más cercanos a la realidad. (Ver Tabla 5, con el procedimiento original).

Así, los cambios sugeridos al procedimiento de la *FHWA*, parten de una modificación en la utilización del software; se propone calcular los *FS* con base en métodos de reducción de parámetros de resistencia bajo la teoría de Elementos Finitos mediante Phase 2. De igual modo, se propone aprovechar los resultados de sollicitación de elementos estructurales, con el fin de obviar la utilización de software adicional como el *Lpile*. En el método modificado, el ángulo de los micropilotes se halla mediante un análisis de sensibilidad del *FS* en base a cambios en el ángulo (ver ejemplo en el **Anexo B**)

Cabe anotar que el **paso 13** del método original, (diseño de la viga cabezal), es injerencia de la ingeniería estructural, sin embargo, el modelo de Phase 2 arroja resultados de momentos y fuerzas cortantes los cuales serían útiles para el diseño de este elemento.

De acuerdo a lo expuesto en las líneas anteriores, se presenta el método general de diseño:

- 1-Identificar las limitaciones específicas del proyecto y evaluar la viabilidad de utilización de micropilotes.
- 2-Identificar los requisitos de funcionamiento.
- 3-Revisar la información disponible y datos geotécnicos.
- 4-Evaluar el factor de seguridad del talud existente mediante el software Phase 2 y utilizando la técnica de reducción de parámetros de resistencia.
- 5-Elegir una ubicación de los micropilotes dentro del talud existente.
- 6-Elegir la sección transversal de los micropilotes.
- 7-Estimar la longitud de los micropilotes.

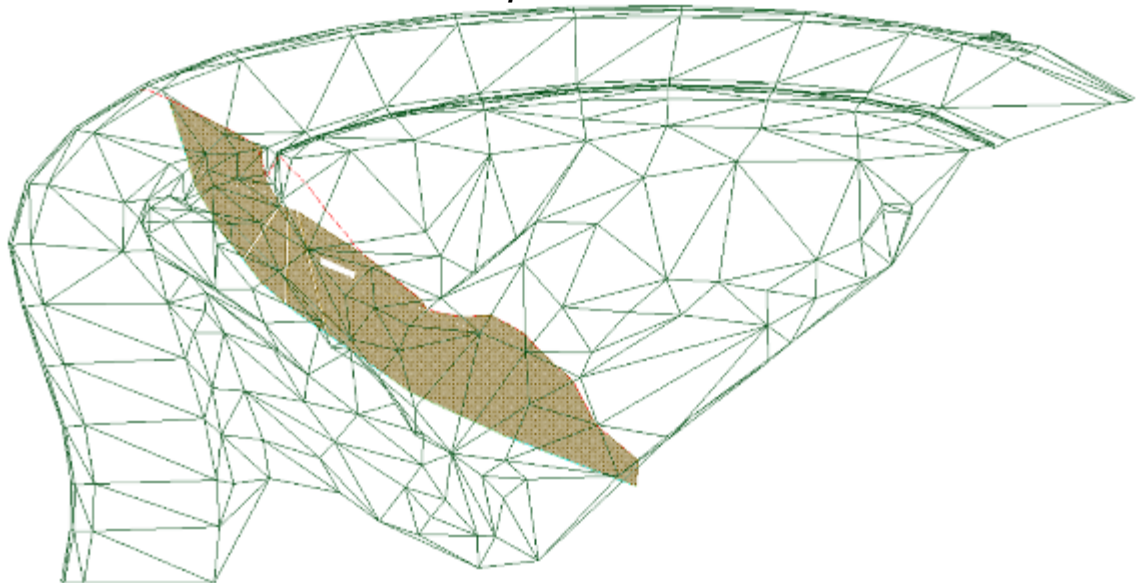
- 8-Evaluar la capacidad estructural del micropilote o tope estructural.
- 9-Evaluar la estabilidad del talud lejos de los micropilotes.
- 10-Seleccionar el ángulo de los micropilotes inclinados mediante un análisis de sensibilidad del FS a este ángulo.
- 11-Comprobar el potencial de flujo de suelo entre micropilotes.
- 12-Chequear deformaciones en el sistema estructural.

6. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO SUGERIDO A UN CASO DE ESTUDIO

Con el fin de realizar el diseño de los micropilotes en la estabilización del talud del caso de estudio, se implementa el método que se sugiere en el capítulo 5.

En caso de que el lector requiera mayor claridad acerca de las características del sitio referido en el caso de estudio, se pueden consultar los **Anexos C, D, y E** los cuales recogen una muestra de fotografías del lugar, presentan la geología y el modelo geotécnico obtenido en el estudio de suelos efectuado al talud respectivamente. **[B2]**. Para visualizar mejor la zona del caso de estudio, se revela una vista del modelo geométrico tridimensional del sitio, con la ubicación de la sección transversal elegida en los diferentes análisis de estabilidad. (Ver Ilustración 8).

Ilustración 8. Vista 3d de perfil de suelo suelto en el talud.



Fuente: Autor

IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO

En un primer momento, surge la necesidad de:

- 1-Identificar las limitaciones específicas del proyecto y evaluar la viabilidad de utilización de micropilotes**

El sitio del proyecto es propicio para la inclusión de micropilotes como medida de estabilización, ya que la construcción del mismo no obstaculiza el tránsito de la vía, y a la vez, es posible proponer un método de estabilización definitivo y de rápida construcción. En este sentido se han descartado los siguientes sistemas de estabilización:

- Reconstrucción de la banca de la vía mediante un retiro de materiales sueltos e instalación de capas compactadas: Requiere el cierre de la vía y no es una solución definitiva.
- Construcción de un muro de gravedad o cantiléver: La altura estimada del muro es demasiado alta ya que sería necesario buscar un nivel de cimentación en terreno competente, el cual se encuentra a niveles muy bajos mayores a 7 metros.
- Pantallas de nails o pantalla de anclajes: El tamaño del talud no es considerablemente alto como para proponer estas alternativas, además, por tratarse de un talud inferior en la vía, el método constructivo tendría dificultades por carecer de un sitio de apoyo.
- Muro de gaviones: Tiene la misma restricción de un muro de gravedad alto, además no se cuenta con mucho espacio en el sentido del deslizamiento debido a la alta pendiente, finalmente, es probable que se necesite una estructura muy robusta y pesada, así como, el retiro de un volumen importante de suelos sueltos.

2-Identificar los requisitos de funcionamiento.

Factores de seguridad que se utilizan en el diseño

Siendo la seguridad un elemento clave a la hora de diseñar cualquier estructura, se eligen los factores de seguridad para laderas que sugiere la CDMB, que es de 1.5 como factor estático y 1.1 como factor pseudoestático propuesto por la FHWA. Con estos factores se cumple con los requerimientos de la NSR-10, pero se está 0.1 por debajo respecto al propuesto por la CDMB (en pseudoestático). Tenemos por tanto una compensación, ya que el coeficiente sísmico se estableció en 0.2g, según la norma NSR-10 y no en 0.15g como lo sugieren procedimientos de la CDMB.

Nivel de protección contra corrosión del refuerzo

La acidez de los suelos presentes en el área no es determinante para el diseño; no obstante, se planea dejar el refuerzo centrado, mediante centralizadores con el fin de brindar una protección mínima de por lo menos 2.5 cm a sabiendas de que, la sección final del micropilote puede ser más grande de lo previsto, y puede generar por tanto más protección al refuerzo.

Tabla 7. Recubrimiento en milímetros, sugerido, por la norma española.

	Lechada	Mortero
Compresión	20	30
Tracción	25	35

Fuente: Modificado de Tabla 2.3 [1]

Variación permisible de los niveles de aguas subterráneas durante la construcción

Los factores de seguridad de diseño cubren por completo alguna subida súbita del nivel freático, ya que los factores de seguridad exigidos para la etapa de construcción, se encuentran por debajo de los de diseño. De cualquier forma, se tendrá un filtro francés y subdrenes horizontales para la evacuación de aguas subterráneas.

Cargas máximas que pueden soportar los elementos como resultado de una prueba de carga

Debido a la baja escala del problema geotécnico, no se tiene prevista alguna prueba de carga, solo un control de calidad en la construcción de los micropilotes.

Cargas admisibles para acero y concreto.

Las cargas admisibles, serán calculadas dependiendo de los materiales escogidos, que consisten en barras corrugadas de acero común y lechada, y del área de la sección transversal.

3-Revisar la información disponible y datos geotécnicos

Ahora bien, resulta importante, por tratarse de un proyecto sobre el suelo, tomar datos del modelo geotécnico del deslizamiento obtenido en estudios anteriores y mostrados en los anexos ya referenciados, donde, el esquema de exploración se basó en las características geológicas de la zona, en las cuales, se hizo imprescindible encontrar los niveles de materiales residuales sueltos, niveles de saprolito y roca, aparición de nivel freático, todo esto mediante la ejecución de dos sondeos con ensayo *SPT*, con cuyos resultados se correlacionan los principales parámetros de diseño y se obtiene el modelo geotécnico del talud.

Resumen parámetros de diseño elegidos para el análisis del talud

Los parámetros de resistencia del suelo, corresponden a los mostrados en la Tabla 11, donde se incluyeron los módulos de elasticidad del suelo evaluados mediante correlación con el *SPT*.

En este punto, cabe anotar que, se debe ser consciente de que en un análisis de elementos finitos, uno de los principales parámetros de propiedades elásticas para cuantificar deformaciones y desplazamientos es el módulo de elasticidad del suelo, por lo tanto, este parámetro deberá tener una confiabilidad muy alta, si es posible deben ser calculados a partir de un concienzudo programa de laboratorio y ensayos in situ. En este caso hace falta una ratificación de valor del módulo de elasticidad mediante ensayos diferentes al *SPT*, de todos modos, se continúa con el diseño sabiendo que esto puede ser un inconveniente en la confiabilidad de los resultados, no restándole importancia a la observación del comportamiento general del sistema.

Análisis de módulo de elasticidad de los suelos por correlaciones con *SPT*, mediante el software Novo

Antes de realizar el análisis del módulo de elasticidad, se referencian a continuación, algunos valores de los mismos para diferentes tipos de suelo, según algunos autores, e inclusive establecidos en paquetes de software.

Rangos de valores de módulo de elasticidad típicos en suelos propuestos en Braja Das:

$$E_s = 766N \text{ (kPa) para arenas, Schmertmann (1970)}$$

Ilustración 9. Referencia de módulos de elasticidad típicos en varias clases de suelos - Mitchell y Gardner (1975).

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s		Relación de Poisson, μ
	lb/pulg ²	MN/m ²	
Arena suelta	1,500-3,500	10.35 - 24.15	0.20-0.40
Arena densa media	2,500-4,000	17.25 - 27.60	0.25-0.40
Arena densa	5,000-8,000	34.50 - 55.20	0.30-0.45
Arena limosa	1,500-2,500	10.35 - 17.25	0.20-0.40
Arena y grava	10,000-25,000	69.00 - 172.50	0.15-0.35
Arcilla suave	600-3,000	4.1 - 20.7	
Arcilla media	3,000-6,000	20.7 - 41.4	0.20-0.50
Arcilla firme	6,000-14,000	41.4 - 96.6	

Fuente: Tabla 4.5 de [6]

Tabla 8. Rangos de módulos de elasticidad en suelos según software Settle 3D de Rocscience.

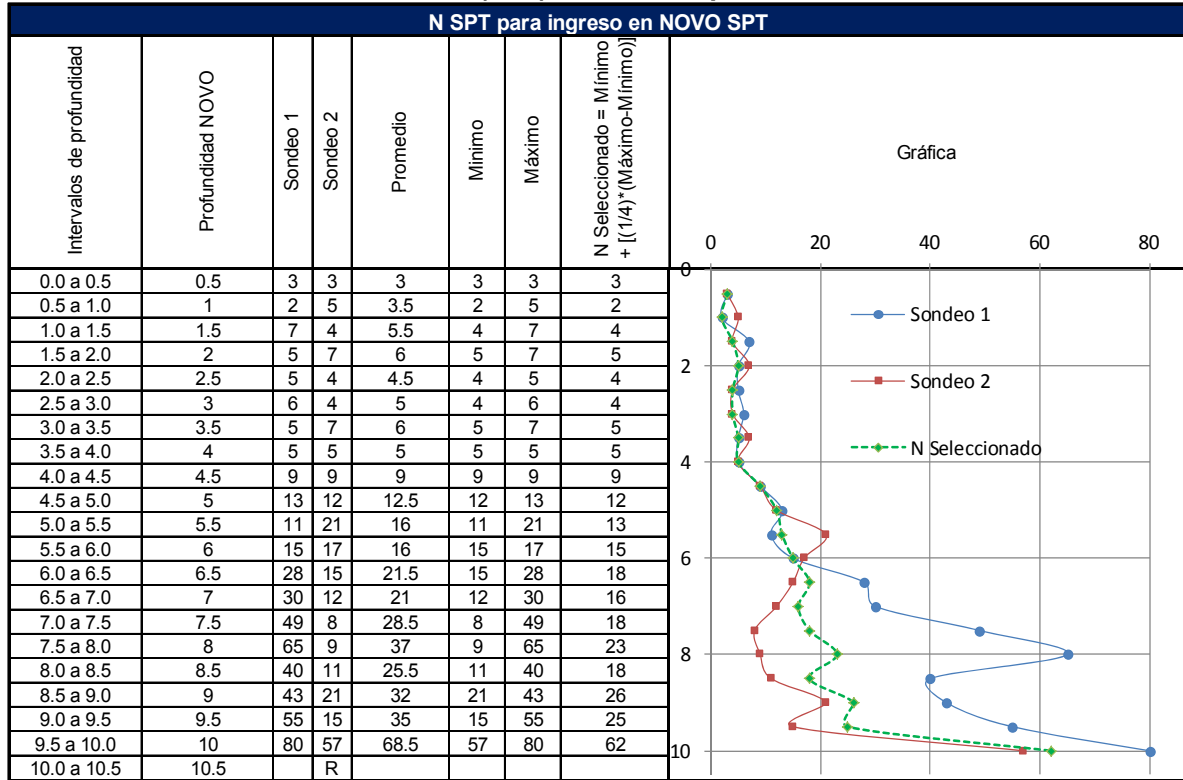
Type	Range (kPa):
Soft Clay	1800 - 3500
Hard Clay	6000 - 14000
Loose Sand	10000 - 28000
Dense Sand	35000 - 70000
Sand, loose	9000 - 25000
Sand, dense	45000 - 80000
Sand, silty	7000 - 21000
Sand and gravel, loose	45000 - 145000
Sand and gravel, dense	90000 - 180000
Silt	2400 - 20000
Loess	15000 - 50000
Clay, soft	500 - 5000
Clay, medium	4000 - 10000
Clay, firm	7000 - 20000
Clay, sandy	25000 - 40000

Fuente: Tabla de ingreso de materiales en software Settle 3D de Rocscience

El sitio en cuestión tiene suelos arenosos finos, sueltos y duros; de acuerdo a esto, se observa que el rango de módulos de elasticidad esperado está entre 4000 y 25000 *kPa* para suelos sueltos y de 10350 y 80000 *kPa* para suelos residuales duros.

Para realizar el análisis del módulo de elasticidad partir de la correlación con el ensayo *SPT*, primero se debe elegir el *N (SPT)* de diseño. Como se tienen dos sondeos, es necesario hacer una escogencia del *N (SPT)* definitivo. Se propone, utilizar como *N* final, el correspondiente al *N* mínimo encontrado en cada intervalo sumándole un 25% de la diferencia entre el *N* máximo y el *N* mínimo entre los dos sondeos. De este modo, vamos a estar del lado conservador (75%), sin despreciar del todo la magnitud de los *N* máximos (25%). Ver Tabla 9.

Tabla 9. Análisis de N (SPT) de diseño a partir de dos sondeos.



Una vez elegidos los N (SPT) de diseño, los datos se introducen al software *Novo SPT* y se eligen las correlaciones más adecuadas de acuerdo al tipo de suelo ensayado. En la Tabla 10 se encuentran los resultados que arroja el programa, en negrilla, se han puesto las correlaciones que parecen más acertadas, ya que algunas muestran valores excesivos de módulo de elasticidad, y en contraste, otras muestran datos muy bajos, o el tipo de suelo considerado en cada teoría, difiere un poco del suelo real. Al final de la tabla se elige un módulo de elasticidad definitivo para los suelos en profundidad. Se ha propuesto que el módulo de elasticidad en el suelo residual aumente gradualmente comenzando en 5000 kPa, aumentando 6666 kPa, por metro de profundidad. De este modo se incluye una parametrización más adecuada del suelo, en el cual, se observa un crecimiento paulatino de los parámetros elásticos.

Tabla 10. Análisis de correlación de Módulo de elasticidad por medio de correlaciones en NOVO SPT.

Módulo de Elasticidad mediante correlaciones con SPT (Es) MPa														
Profundidad (m)	AASHTO, 1966 (Clean fine to medium sand)	AASHTO, 1966 (Coarse sands and sands with little gravel)	Bowles, 1966 (Sand (all normally consolidated) average value)	Bowles, 1966 (Sand (all normally consolidated) average)	Bowles, 1996 (Sand (normally consolidated))	Bowles, 1996 (Sand (normally consolidated2))	Bowles, 1996 (Sand (saturated))	Kulhawy and Mayne, 1990 (Sands with fines)	Mezabach, 1961 (sand (medium))	Mezabach, 1961 (silty sand)	Papadopoulos, 1992 (sand)	Tan et al., 1991 (Sand (normally consolidated))	Trofimenkov, 1974 (Sand (USSR practice))	Webb, 1969 (Sand, below water table)
0.5	2.7	3.8	6.2	6.2	13.5	15	4.3	1.1	4.9	3.6	9.3	8.6	14.7	8.3
1	1.8	2.6	4.1	4.1	9	7.5	4.1	0.8	4.6	3.2	8.7	8.2	7.3	7.9
1.5	3.6	5.1	8.2	8.2	18	20.3	4.5	1.5	5.2	4	9.9	9	19.9	8.6
2	4.5	6.4	10.3	10.3	22.5	24.5	4.7	1.9	5.6	4.4	10.5	9.4	23.9	9
2.5	3.2	4.6	8.2	8.2	18	20.3	4.5	1.5	5.2	4	9.9	9	19.9	8.6
3	2.9	4.2	8.2	8.2	18	20.3	4.5	1.5	5.2	4	9.9	9	19.9	8.6
3.5	3.4	4.8	10.3	10.3	22.5	24.5	4.7	1.9	5.6	4.4	10.5	9.4	23.9	9
4	3.3	4.8	10.9	10.9	23.8	25.5	4.7	2	5.7	4.5	10.7	9.5	25	9.1
4.5	5.9	8.5	20.6	20.6	44.9	37.2	5.6	3.7	7.3	6.4	13.5	11.2	36.45	10.8
5	7.8	11.1	28.4	28.4	61.9	43.2	6.3	5.2	8.5	7.9	15.8	12.7	42.25	12.1
5.5	8.2	11.8	31.6	31.6	68.9	45.1	6.6	5.7	9.1	8.5	16.7	13.2	44.2	12.7
6	9.3	13.3	37.2	37.2	81.1	48.2	7.1	6.8	10	9.6	18.3	14.3	47.1	13.7
6.5	10.9	15.5	45.3	45.3	98.9	51.8	7.9	8.2	11.3	11.1	20.7	15.7	50.75	15.1
7	9.4	13.5	40.8	40.8	89.1	49.9	7.5	7.4	10.6	10.3	19.4	14.9	48.8	14.3
7.5	10.3	14.8	46.4	46.4	101.3	52.3	8	8.4	11.5	11.3	21	15.9	51.15	15.3
8	12.9	18.4	59.8	59.8	130.5	57	9.2	10.9	13.7	13.9	24.9	18.4	55.75	17.6
8.5	9.8	14.1	47.2	47.2	102.9	52.6	8	8.6	11.6	11.5	21.2	16.1	51.45	15.4
9	13.9	19.8	68.5	68.5	149.5	59.5	10	12.5	15.1	15.6	27.4	20	58.2	19.1
9.5	13	18.6	66.3	66.3	144.6	58.9	9.8	12	14.7	15.2	26.8	19.5	57.6	18.7
10	31.6	45.2	165	165	360.1	75.8	18.8	30	30.9	34.2	55.5	37.5	74.1	35.9

Módulo de Elasticidad mediante correlaciones con SPT (Es) MPa														
Min	Max	Delta	Desviación estandar	Media	Media- desviación estandar	Min., correlaciones elegidas	Max., correlaciones elegidas	Delta	E elegido [Mpa]	Diferencia con mínimo	E Kpa	Grafica		
1.1	15	13.9	4.49	7.30	2.81	3.6	3.8	0.2	5	1	5000			
0.8	9	8.2	2.75	5.28	2.53	2.6	3.2	0.6	5	2	5000			
1.5	20.3	18.8	6.14	9.00	2.86	4	5.1	1.1	5	1	5000			
1.9	24.5	22.6	7.57	10.56	3.00	4.4	6.4	2	5	1	5000			
1.5	20.3	18.8	6.19	8.94	2.74	4	4.6	0.6	5	1	5000			
1.5	20.3	18.8	6.24	8.89	2.65	4	4.2	0.2	5	1	5000			
1.9	24.5	22.6	7.72	10.37	2.65	4.4	4.8	0.4	5	1	5000			
2	25.5	23.5	8.15	10.74	2.59	4.5	4.8	0.3	5	1	5000			
3.7	44.9	41.2	13.54	16.62	3.08	6.4	8.5	2.1	5	-1	5000			
5.2	61.9	56.7	17.47	20.83	3.36	7.9	11	3.2	5	-3	5000			
5.7	68.9	63.2	19.11	22.42	3.31	8.5	12	3.3	5	-4	5000			
6.8	81.1	74.3	21.94	25.23	3.29	9.6	13	3.7	5	-5	5000			
7.9	98.9	91	26.12	29.18	3.05	11	16	4.4	5	-6	5000			
7.4	89.1	81.7	23.87	26.91	3.04	10	14	3.2	10	0	10000			
8	101	93.3	26.78	29.58	2.80	11	15	3.5	13	2	13333			
9.2	131	121	33.79	35.91	2.12	14	18	4.5	17	3	16666			
8	103	94.9	27.24	29.83	2.60	12	14	2.6	20	9	20000			
10	150	140	38.51	39.83	1.32	16	20	4.2	23	8	23333			
9.8	145	135	37.37	38.71	1.34	15	19	3.4	27	11	26666			
19	360	341	92.61	82.83	-9.79	34	45	11	30	-4	30000			

Perfil geotécnico de diseño

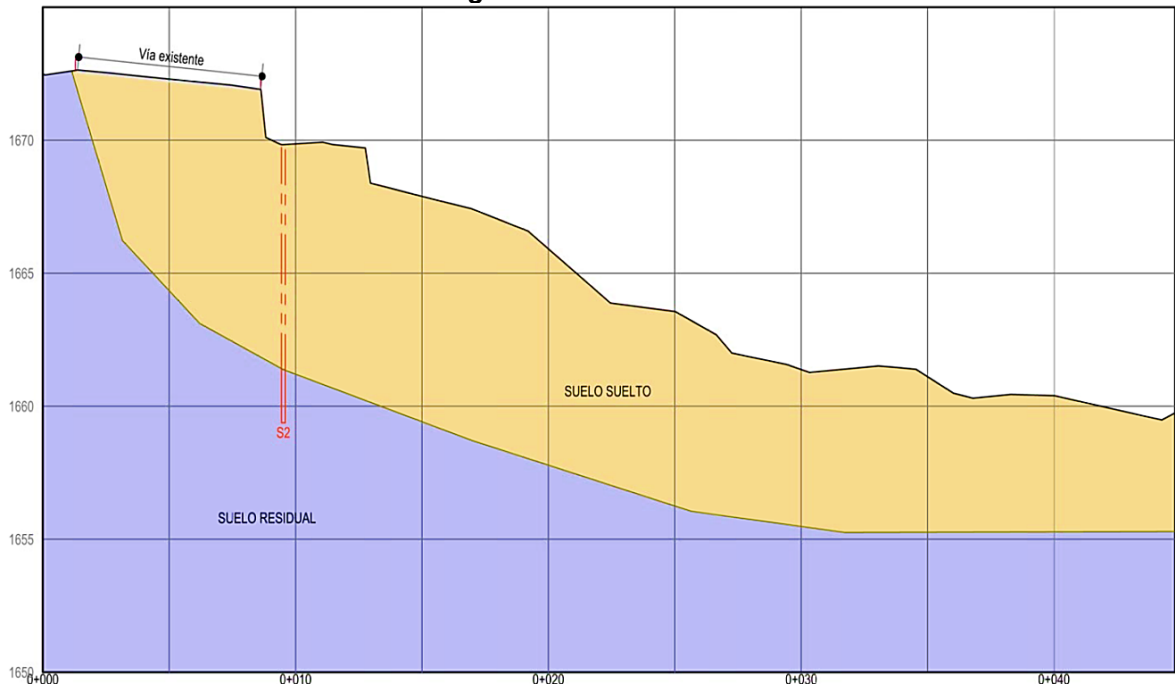
Mediante el análisis de la geología, estudios previos, ensayos de campo y observaciones de los materiales en el área, se ha llegado al siguiente perfil geotécnico, que corresponde al presentado el estudio geotécnico del sitio [B2], siendo este verificado y complementado con los módulos de elasticidad ya analizados. Ver Ilustración 10.

Tabla 11. Parámetros de resistencia de suelos para modelación de estabilidades por método de los elementos finitos (Complemento de parámetros hallados en [B2]).

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (kN/m ²)	Módulo de elasticidad (kPa)	Módulo de Poisson
Suelo Residual algo duro	18.0	33.0	18.0	5000+6666*Z	0.3
Suelo Suelto	17.0	15.0	10.0	5000	0.3

Fuente: Modificación de tabla, estudio [B2]

Ilustración 10. Perfil geotécnico del talud del caso de estudio.



Fuente: Modificado de planos de [B2]

El módulo de Poisson, se corresponde con los valores promedios reportados en diversas fuentes que tratan sobre el tema y presentaciones geotécnicas. Según se revisó anteriormente, este parámetro tiene una incidencia baja en los cálculos de factores de seguridad.

Topografía

La topografía existente se presenta en el **Anexo E**, y coincide con el esquema original del problema geotécnico; la tierra, aunque cambia con el tiempo, mantiene sus características generales del mismo modo que los espesores de suelo presentes.

Extensión lateral del área con deslizamiento potencial

Según se cuantificó en la topografía y campo, la longitud del posible deslizamiento masivo puede llegar a ser hasta de 20 metros.

Condiciones de agua subterránea

Aunque no se encontró el nivel freático en la exploración, se observó que las muestras tenían humedad alta por encontrarse en un área de bajo o cañada, por lo que se podría suponer un nivel de agua en alguno de los análisis; con el fin de revisar su afectación se aclara que en las obras geotécnicas de estabilización, se instalarán drenes horizontales para reducir las presiones de poros.

Según se menciona en el manual de la FHWA, la presencia de micropilotes en la ladera, no tiene una restricción determinante a los flujos de agua que hubiese eventualmente dentro de la masa de suelo.

Localización de la superficie de falla

Teniendo en cuenta que, no existe como tal en el talud una superficie de falla totalmente determinada, lo que se encontró fue el espesor de una masa de suelos sueltos sobre una masa de suelos más duros y compactos, esto se da a aproximadamente a siete metros de profundidad, eventualmente, esta podría convertirse en una superficie potencial de falla, pero deberá ser evaluada en programas de software, a falta de datos de auscultación del talud.

Factores de análisis sísmico pseudoestático

Según se evaluó anteriormente, se tomará un coeficiente de 0.20g.

4-Evaluar el factor de seguridad del talud existente mediante el software Phase 2 y utilizando la técnica de reducción de parámetros de resistencia.

Una vez superada la etapa de verificación de software, existe más tranquilidad en cuanto a la calidad de los resultados que se vayan a obtener en esta modelación, sin embargo, es recomendable realizar siempre que se pueda, la mayor cantidad

de verificaciones y análisis de sensibilidad con el fin de reducir el grado de incertidumbre en el ámbito de la modelación numérica.

En esta parte de la modelación se utiliza el software Phase 2 con fundamentación en Elementos Finitos, y se halla el factor de seguridad global del talud mediante la técnica de reducción de parámetros de resistencia.

El software Phase 2, según lo analizado en las anteriores verificaciones, es el que mejor comportamiento sistemático tuvo, por calidad de resultados y tiempo empleado en el análisis.

Variables de entrada en el software

Geométricas:

- Perfil topográfico de la superficie del talud: Obtenida del modelo geométrico del terreno en programa civil 3D de Autodesk.
- Localización de estratos: Es variable, pero se ubica a aproximadamente siete metros de profundidad en el sitio de la perforación.

Cargas y restricciones de contorno

- Restricciones de contorno: Se restringen las paredes laterales del modelo al movimiento en el sentido X , el fondo del modelo se restringe al movimiento en X y Y , y, la superficie se deja libre.
- Cargas: Se aplica una carga representativa del tránsito de 15 kN/m^2 en la superficie de capa de rodadura.

Malla de elementos finitos (Discretización):

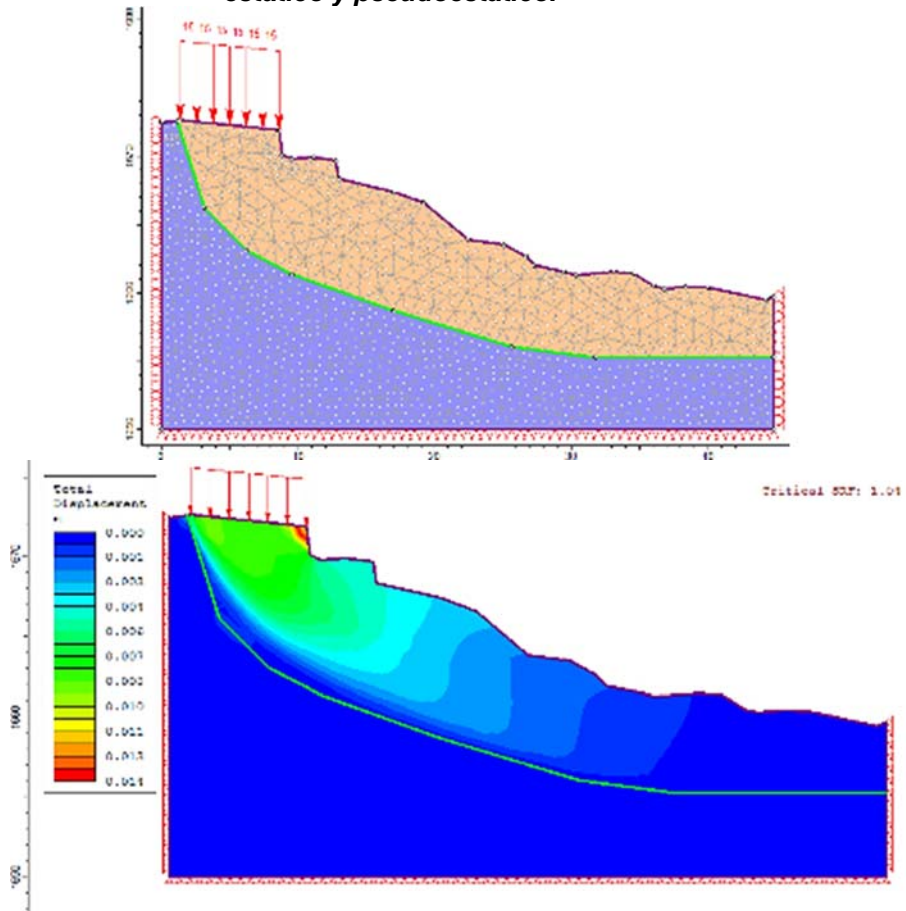
- Tipo de elementos de malla: 6 Noded Triangles.
- Tipo de enmallado: Graded (Concentra triángulos pequeños en puntos que requieren mayor detalle).
- Refinamiento: Según se revisó en los ejercicios de verificación, se elige un número de refinamiento de 100.

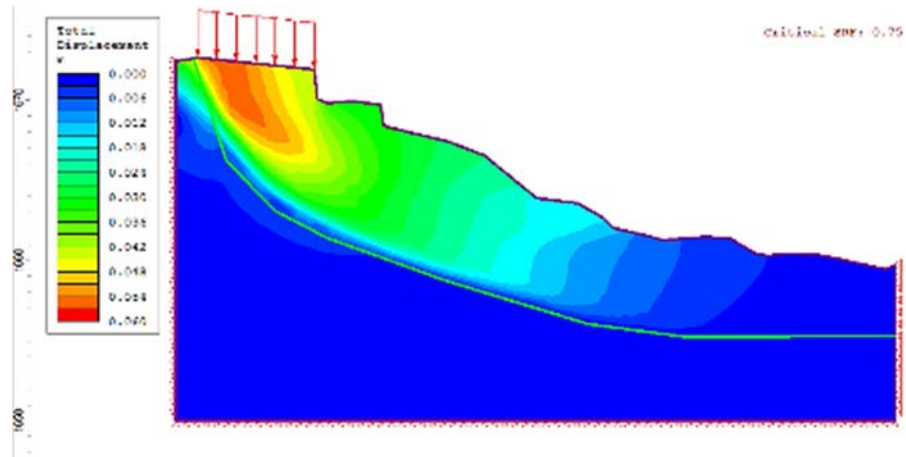
Propiedades mecánicas de los suelos:

- Tipo de carga inicial: Carga de campo y fuerzas de cuerpo (aplican la gravedad según el peso específico).
- Peso específico: 17 kN/m^3 para el suelo suelto y 18 kN/m^3 para el suelo residual algo duro.
- Tipo de propiedades elásticas: Isotrópicas (es una simplificación pues al tratarse de suelos residuales de gneis muy meteorizado no se encuentran condiciones anisotrópicas de importancia).

- Módulo de elasticidad: 5000 kPa para el suelo suelto y $5000+6666*Z$ para el suelo residual, es decir, este se incrementa con la profundidad.
- Módulo de Poisson: 0.3
- Modelo de criterio de falla: Mohr Coulomb
- Resistencia a la tracción: 0 kPa
- Ángulo de fricción del suelo: 15° para el suelo suelto y 33° para el suelo residual.
- Cohesión: 10 kPa para el suelo suelto y 18 kPa para el suelo residual.
- Tipo de material: Plástico, esta opción permite realizar un análisis no lineal y utilizar el criterio de falla.
- Esfuerzos de campo: Gravedad.
- Coeficiente de carga sísmica: 0 para análisis estático, 0.20 para análisis pseudoestático en dirección horizontal.

Ilustración 11. Enmallado del modelo, resultados de desplazamientos totales en análisis estático y pseudoestático.





Fuente: Autor

Los desplazamientos totales en estos análisis de factor de seguridad carecen de sentido físico [14] son solo un artilugio para encontrar el valor de factor de seguridad. Sin embargo, el esquema de la forma de falla es válido.

Ilustración 12. Factores de seguridad globales encontrados en talud sin obras.

Análisis	Factor de Seguridad
Estático sin obras	1.04
Pseudoestático sin obras	0.75

Fuente: Autor

Según los factores de seguridad hallados, la estabilidad del talud se puede ver seriamente comprometida en el evento de un sismo, a su vez, el sistema tiene cierto equilibrio, empero se requieren obligatoriamente obras de estabilización.

5-Elegir una ubicación de los micropilotes dentro del talud existente.

La fuerza necesaria que deben ejercer los micropilotes para aumentar el factor de seguridad del talud dependen en gran medida de la ubicación final de los mismos. En el suelo de este proyecto, la ubicación de los micropilotes está restringida a la parte superior, debido a que, deben servir como sistema de cimentación de un muro de contención para retener la banca de la vía.

Según modelamientos realizados por la FHWA, se muestra que, es inefectivo posicionar la línea de micropilotes cerca del pie o corona del talud. Sin embargo, según el modelo geotécnico del talud, existen suelos sueltos aún por debajo de la banca de la vía y por tanto la localización propuesta para los micropilotes no resultaría ineficiente. Adicionalmente, la estabilidad en la ladera inferior, fuera de

la banca de la vía, no es preocupante como la propia de la banca. Pues no está sometida a cargas dinámicas de tránsito.

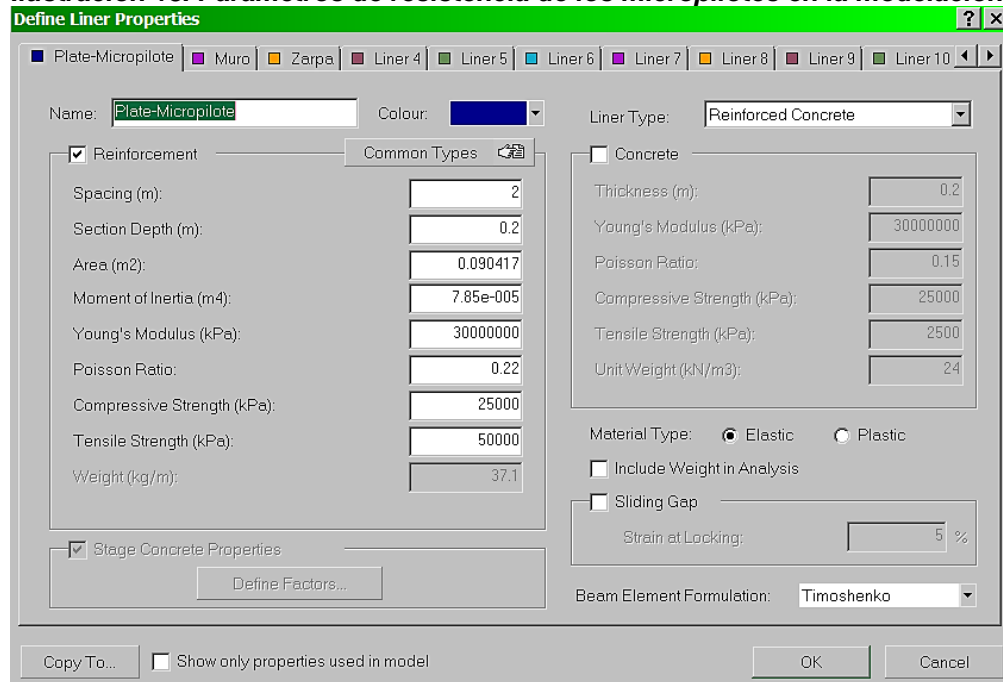
Modelar la fuerza de restricción que proporciona el micropilote y realizar análisis de estabilidad de taludes

Existen básicamente dos técnicas para encontrar la fuerza adicional necesaria para obtener el factor de seguridad deseado; la primera consiste en reemplazar el efecto del micropilote por una dovela de suelo con una cohesión alta, la cual, una vez alcanzado el factor de seguridad necesario, será correlacionado con la fuerza cortante buscada.

La segunda forma consiste en utilizar paquetes de software que incluyan directamente objetos que modelen el efecto de los micropilotes. Este es el caso presentado aquí.

Las variables necesarias en esta nueva modelación, coinciden con las realizadas para el talud sin obras, adicionalmente, se tiene un nuevo material consistente en material de relleno, y elementos estructurales, por medio de los cuales se modelan los micropilotes y el muro de contención. Los parámetros necesarios para la evaluación del muro de contención se muestran a continuación:

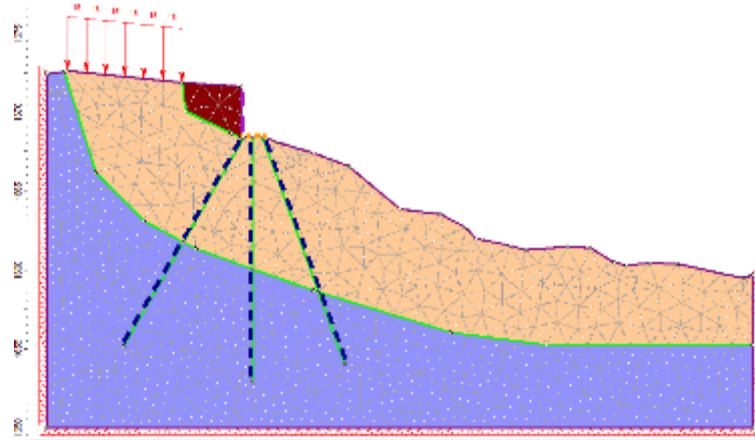
Ilustración 13. Parámetros de resistencia de los micropilotes en la modelación.



Fuente: Autor

Los anteriores parámetros se obtuvieron calculando una sección equivalente de concreto y refuerzo en una sola de refuerzo. La separación encontrada para los micropilotes es de 2.0 metros.

Ilustración 14. Enmallado del modelo del talud con obra, análisis pseudoestático.



Fuente: Autor

Tabla 12. Factores de seguridad globales encontrados en talud con obras.

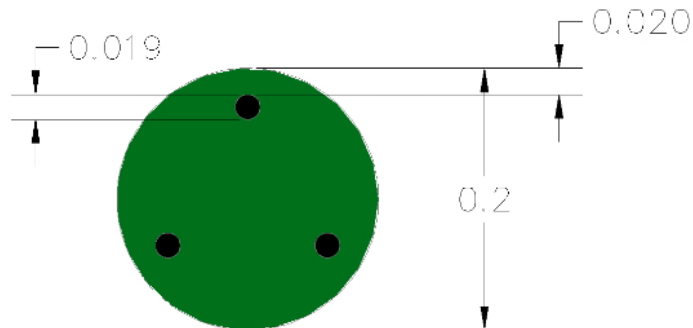
Análisis	Factor de Seguridad
Estático con obras	1.54
Pseudoestático con obras	1.13

Fuente: Autor

6- Elegir la sección transversal de los micropilotes

La sección transversal elegida de los micropilotes corresponde a la sección típica más utilizada en el medio para este tipo de proyectos. En caso de necesitar una sección más robusta, esto se compensa con la reducción de la separación entre micropilotes

Ilustración 15. Dimensiones de la sección transversal elegida.



Fuente: Autor

En la Ilustración 15 se muestra en color verde al área transversal correspondiente a la lechada, y en negro, el acero de refuerzo longitudinal, tres (3) barras de $\frac{3}{4}$ ". Se requiere que la lechada alcance a una resistencia de 25.000 kPa.

7-Estimar la longitud de los micropilotes

Se debe estimar la máxima carga axial antes de la falla suelo-micropilote. Para esto, es necesario conocer primero el rango de valores de la fricción entre el contorno del micropilote y el suelo. Ver Tabla 13.

Se elige, siendo cautos, una fuerza de adhesión de 100 kPa, que es representativa de las condiciones de la masa del suelo y tipo de perforación, para los suelos sueltos, y, para los suelos residuales, se elige 140 kPa.

Tabla 13. Estimación de la fuerza de adhesión suelo-micropilote (Elias and Juran, 1991).

			(kPa)
Rock	Rotary Drilled	Marl/limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
		Slate/Hard shale	300 - 400
cohesionless Soils	Rotary Drilled	Sand/gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven Casing	Sand/gravel low overburden	190 - 240
		high overburden	280 - 430
		Dense Moraine	380 - 480
		Colluvium	100 - 180
	Augered	Silty sand fill	20 - 40
		Silty fine sand	55 - 90
		Silty clayey sand	60 - 140
	Jet Grouted	Sand	380
Sand/gravel		700	
Fine-Grained Soils	Rotary Drilled	Silty clay	35 - 50
	Driven Casing	Clayey silt	90 - 140
	Augered	Loess	25 - 75
		Soft clay	20 - 30
		Stiff clay	40 - 60

Fuente: Tabla 3.10 [11]

Según esta fuerza de adhesión, la máxima carga axial es:

$$P_{ult} = \alpha_{\text{bond-above}} \times L_{\text{above}} \times \pi \times d$$

$$P_{ult} = 100 \text{ kPa} \times 7 \text{ m} \times 3.1416 \times 0.20 \text{ m} = 440 \text{ kN}$$

Donde siete (7) corresponde la máxima profundidad perceptible para ocurrencia de falla profunda, es decir, la distancia asumida a la superficie de falla.

La longitud mínima requerida del micropilote en la parte inferior, luego de la superficie de falla es de:

$$L_{\text{below}} = \frac{P_{ult}}{\alpha_{\text{bond-below}} \times \pi \times d} \times FS$$

$$L_{\text{debajo}} = (440 \text{ kN} / (130 \text{ kPa} \times 3.1416 \times 0.20 \text{ m})) \times 1.5 = 8.1 \text{ m}$$

De este modo la longitud total requerida para los micropilotes es de $L = 7 \text{ m} + 8.1 \text{ m}$, aproximadamente igual a 15 metros de longitud.

8-Evaluar la capacidad estructural del micropilote o Tope estructural

En esta sección se pretende utilizar los resultados de la interacción suelo – estructura que provee la evaluación hecha en elementos finitos, con el fin, de evaluar si las solicitaciones exceden la resistencia de los elementos estructurales, es decir, los micropilotes vistos como estructura.

- **Resistencia de los micropilotes a fuerzas axiales (compresión , tracción) y cortante**

La resistencia de la sección de micropilote sometido a fuerza axial y cortante es calculada en la siguiente tabla; se tuvo en cuenta el esfuerzo máximo admisible en los materiales de lechada y acero y las áreas de secciones transversales.

Tabla 14. Resistencia estructural a cortante y compresión de un micropilote.

Resistencia estructural del micropilote a cortante y compresión											
Materiales Micropilote	Perímetro (m)	Diámetro (m)	Barras (in)	Barras (cant)	Área (m ²)	Área total (m ²)	Resistencia última a corte Kpa	Esfuerzo admisible a corte (Kpa)	Resistencia total a corte en kN	Resistencia reducida a corte en kN	Resistencia reducida a compresión kN
Lechada	0.63	0.2			0.0314	0.0306	25000	18750	573	430	688
Acero			3/4	3	0.0003	0.0009	420000	420000	359	269	323
									Total	699	1011

Fuente: Autor

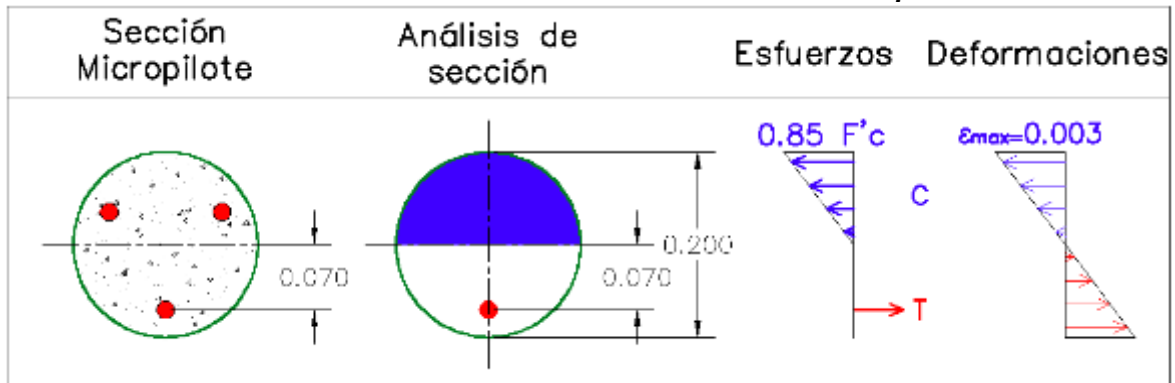
- **Cálculo de resistencia a flexión**

La normativa consultada carece de procedimientos estrictos a seguir. En el caso de la normativa española, realizan el cálculo de resistencia a la flexión solo para micropilotes con refuerzo en sección tubular, siendo el cálculo regido por la teoría de las estructuras metálicas y sus respectivas expresiones. Por tanto, siguiendo este ejemplo, se asume que el cálculo de resistencia a flexión del micropilote puede ser evaluada, calculando la misma como si se tratase de una viga, mediante la teoría del concreto reforzado.

A continuación se realiza el cálculo por métodos manuales y por un programa de estructuras de concreto.

Cálculo Manual

Ilustración 16. Análisis de flexión en sección de micropilote.



- Micropilote de 0.20m de diámetro, tres barras de acero corrugadas numero 6 o ¾” como refuerzo longitudinal.
 - Resistencia de fluencia del acero=420.000 Mpa.
 - Resistencia máxima lechada=21.000 Mpa.
 - Área de sección transversal de una barra corrugada
 $= ((3/4)*0.0254)^2*\pi/4 = 0.000285 \text{ m}^2$.
 - Área de sección de lechada en compresión (se desprecia la carga a compresión de las barras corrugadas) = $(0.20^2)*\pi/4 = 0.01571 \text{ m}^2$
- Consideraciones tomadas de acuerdo a lo estipulado en teorías de cálculo de elementos de concreto reforzado sometido a carga de flexión. **[16]**
1. La lechada no puede exceder una deformación unitaria máxima de 0.003.
 2. Se utilizará un reductor de resistencia, exigido por la norma NSR-10, para secciones sometidas a flexión, $f_i=0.9$.
 3. Se escoge la orientación de micropilote más desfavorable para flexión, que corresponde a una sola barra corrugada trabajando a tracción, ya que en la obra es complicado garantizar una adecuada localización del armado para que sea favorable a los esfuerzos de sollicitación.
 4. Se toma un recubrimiento de 0.025m.

5. Se asume el eje neutro en el centro del micropilote.

Máxima fuerza a compresión= $21.000 \text{ kN/m}^2 \times 0.01571 \text{ m}^2 = 329 \text{ kN}$.

Máxima fuerza a tracción= $242.000 \text{ kN/m}^2 \times 0.000285 \text{ m}^2 = 120 \text{ kN}$.

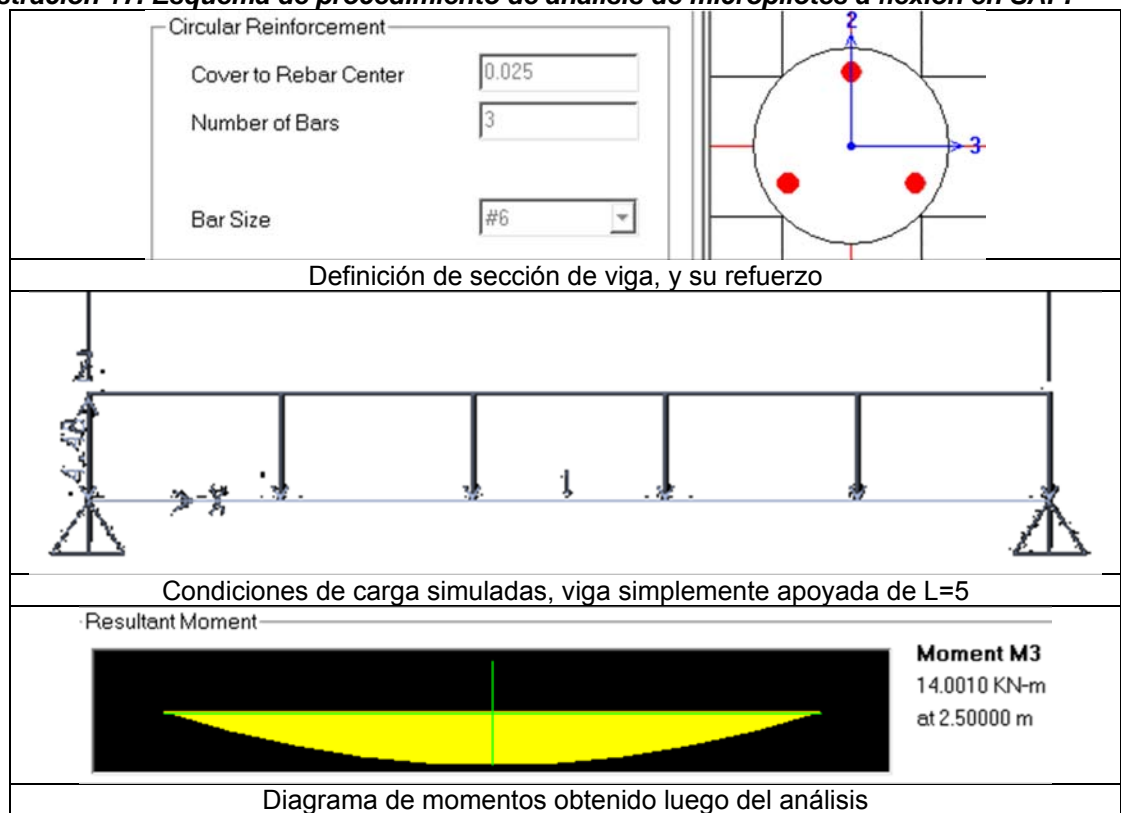
Luego, la barra a tracción controla la resistencia final a momentos de flexión en la sección de micropilote.

La distancia del par, o brazo, se halla desde el centroide del área a compresión hasta el centro de la barra corrugada a tracción, esto se realiza en un programa graficador obteniendo una distancia de 0.12m.

El momento máximo resistente para la sección de micropilotes propuesta sería de $M_{res} = 0.90 \times 120 \text{ kN} \times 0.12 = 13 \text{ kN/m}$.

Cálculo mediante Elementos Finitos y rutina de diseño en el programa SAP.

Ilustración 17. Esquema de procedimiento de análisis de micropilotes a flexión en SAP.



COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCON1	0.00	0.000	0.000	0.000
DCON1	0.50	0.364	0.000	0.000
DCON1	1.00	0.647	0.000	0.000
DCON1	1.50	0.849	0.000	0.000
DCON1	2.00	0.970	0.000	0.000
DCON1	2.50	1.010	0.000	0.000
DCON1	3.00	0.970	0.000	0.000
DCON1	3.50	0.849	0.000	0.000

Ratios, de cantidad de acero, en la mitad de la viga un Ratio de 1.01

Fuente: Autor

1. Se modela el micropilote como una viga con el eje débil en el sentido horizontal, introduciendo la cantidad de barras, y los parámetros de resistencia estipulados, se propone una longitud de viga y una carga arbitraria.
2. Se halla el momento máximo del diagrama de momentos.
3. Se ejecuta la rutina de revisión de refuerzos.
4. Se lee el "ratio capacity" y se divide el momento máximo entre este valor, el resultado es el máximo momento que resiste el micropilote como viga, este cálculo es regido por la norma ACI 318-05/IBC 2003, equivalente a la NSR-10.
5. El resultado de esta modelación para la configuración del micropilote escogido, muestra un valor de momento máximo de **14 kN-m**, que coincide prácticamente con el cálculo manual; en la Tabla 15, se registran resistencias a flexión para inclusión de otros diámetros de barra en el micropilote, calculados del mismo modo anteriormente expuesto.

Tabla 15. Resistencia de micropilote de tres barras a flexión, en función del diámetro de la barra corrugada que se instala.

Diámetro barra corrugada	Momento máximo
Pulgadas	kN-m
1/4	1.5
3/8	3.0
1/2	5.5
5/8	9.0
3/4	14.0
7/8	17.5
8/8	23.0

Fuente: Autor

La resistencia a flexión para esta configuración de micropilotes depende en gran medida del diámetro de barra que se introduzca, sin embargo, diámetros grandes

darán dificultades mayores al paso de la lechada y formación de hormigueros, por lo tanto, no se utilizan con frecuencia.

Refuerzo mínimo

Tabla 16. Refuerzo mínimo según norma NSR-10.

TABLA C.15.11-1 — CUANTÍAS MÍNIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAJONES DE CIMENTACIÓN VACIADOS EN SITIO

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DM) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico indique que se debe utilizar una longitud mayor	tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Fuente: NSR-10 [12]

Como refuerzo a cortante, se asumen barras corrugadas con diámetros de 3/8" distribuidos cada 0.20m, es decir, un espaciamiento igual al diámetro del micropilote, ya que no se requiere refuerzo a cortante.

Solicitaciones en micropilotes

Mediante la inspección a los resultados del programa Phase 2, se revisaron los diagramas de fuerza axial, cortante y momento (ver Ilustración 18).

Fuerzas axiales

Se cumplen los requisitos estructurales, en fuerza axial, la resistencia de la sección (1000kN) supera la solicitud (600kN).

Fuerzas cortantes

En cortantes la resistencia es de 700 kN que supera de lejos los 15 kN máximos de solicitud.

Momentos Flectores

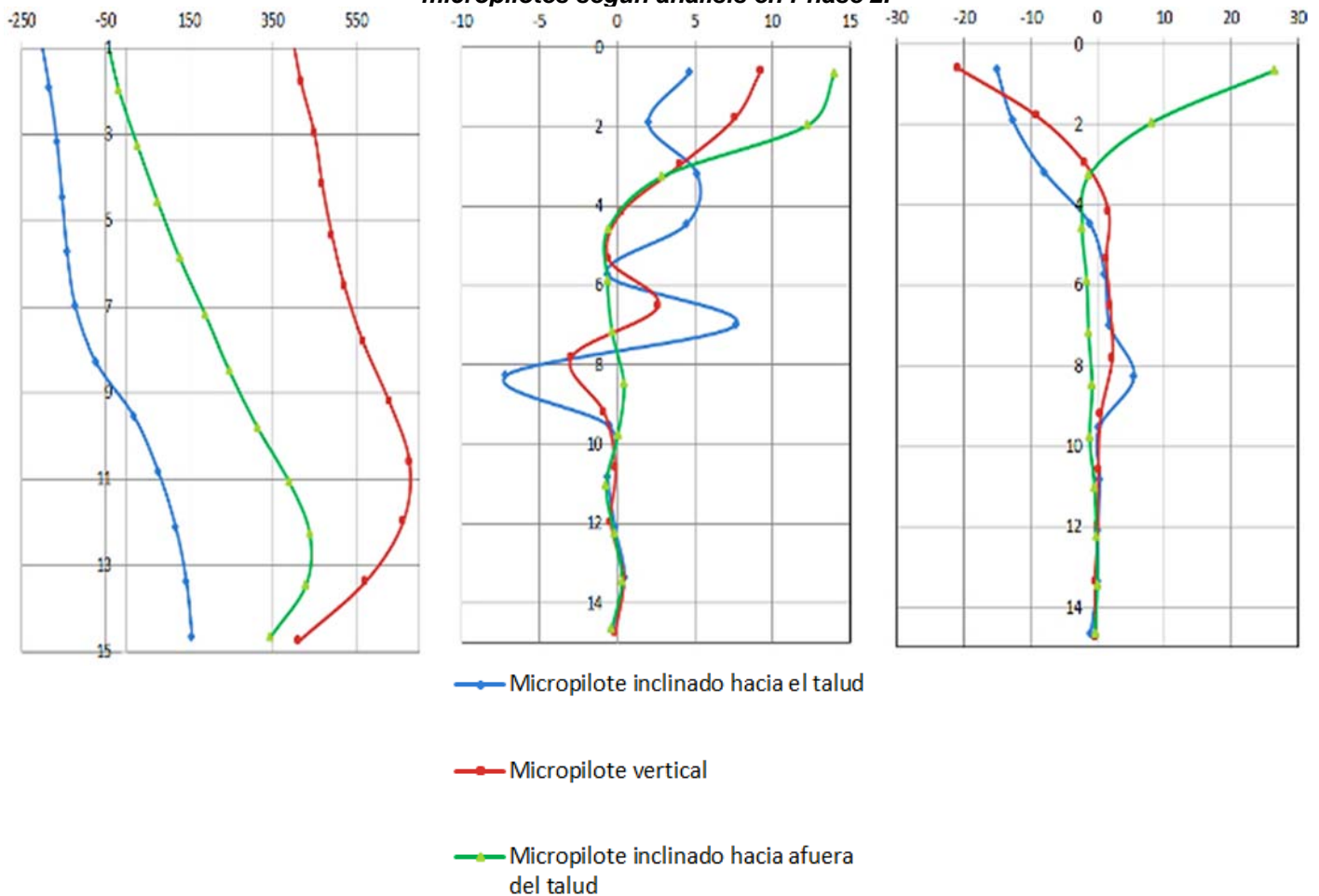
En los momentos flectores la resistencia disponible es de 14 kN-m, la solicitud al micropilote supera este valor, sin embargo, lo cumple a partir de una profundidad de 1.20 metros en adelante. En este sentido, se requiere realizar un

sobre refuerzo en los últimos dos metros de los micropilotes, sabiendo que en la cabeza del micropilote la sollicitación máxima llega a ser hasta de 25 kN-m.

Una alternativa de sobre refuerzo podría ser la inclusión de una barra corrugada adicional (ver Tabla 15), para suplir la capacidad faltante ($25\text{kN-m} - 14\text{kN-m} = 9\text{kN-m}$), se podría incluir una barra de 5/8, localizada descentrada, proveyendo un eje fuerte en dirección del movimiento del talud.

Una segunda alternativa, que se considera más prudente, es encamisar los últimos dos metros superficiales de micropilote, mediante una sección tubular metálica de 8" de diámetro y 8mm de grosor (ver **Anexo F**), la cual, en conjunto con la lechada, provee una capacidad a momento flector de 80 kN-m que superaría con seguridad la sollicitación calculada de 25kN-m y no es excesivamente costosa.

Ilustración 18. Diagramas de fuerza axial, cortante (kN) y momento (kN-m) en los micropilotes según análisis en Phase 2.



Fuente: Autor

9-Evaluar la estabilidad del talud lejos de los micropilotes

Este análisis, no se lleva a cabo con Phase 2, porque los factores de seguridad que se encuentran en estos modelos ya tienen en cuenta la seguridad fuera del área de los micropilotes, siendo estos factores globales no explícitamente localizados. Es posible elaborar modelos más focalizados, delimitando el espacio de búsqueda con la herramienta “Define SSR Search Area” del software Phase 2. Sumado a lo anterior se menciona de nuevo que la estabilidad determinante está contemplada para la parte de la banca de la vía.

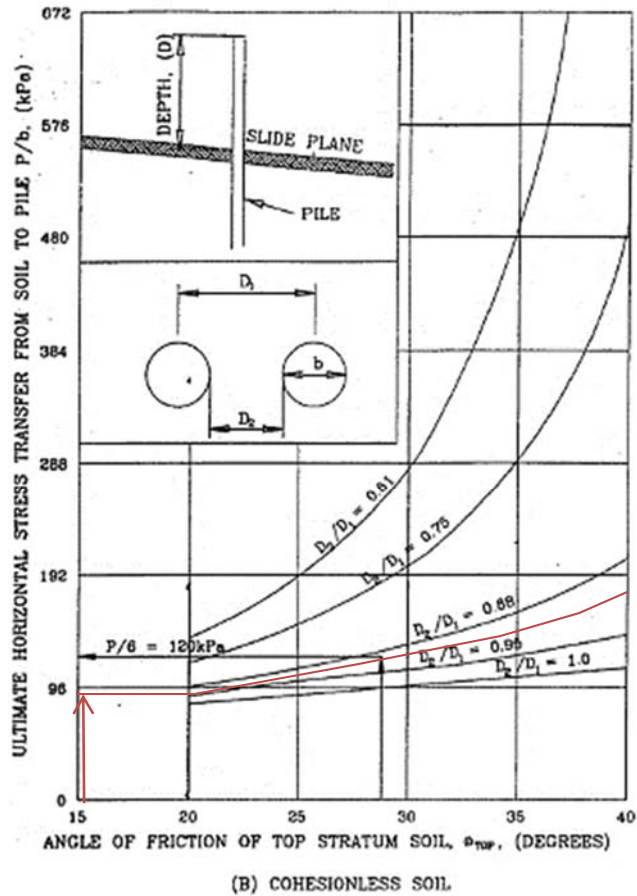
10-Seleccionar el ángulo de los micropilotes inclinados mediante un análisis de sensibilidad del *FS* a este ángulo

Mediante el análisis de sensibilidad evaluado en el **Anexo B**, se puede encontrar que el ángulo óptimo para la disposición de los micropilotes es de 15 grados con respecto a la vertical del micropilote interno y de 10 grados el externo.

11-Comprobar potencial de flujo de suelo entre micropilotes [17]

Se realiza el cálculo de flujo de suelo entre micropilotes, con la ayuda del Abaco mostrado en la Ilustración 19, encontrando un documento de diseño.

Ilustración 19. Ábaco para cálculo de flujo de suelo entre micropilotes.



Note: Curves show values for depth = 3.05m
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. For other depths,
 multiply by $D/3.05\text{m}$

Fuente: Ejemplo de diseño en [17]

$$D1 = 2.0 \text{ m.}$$

$$D2 = 2.0 - 0.20 = 1.8$$

$$D2/D1 = 0.9$$

$$P/b = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$P/b \text{ corregido} = 96 \text{ kN/m}^2 * (7.0/3.05) = 220 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{avr} = 220 * 0.2 = 44 \text{ kN/m.}$$

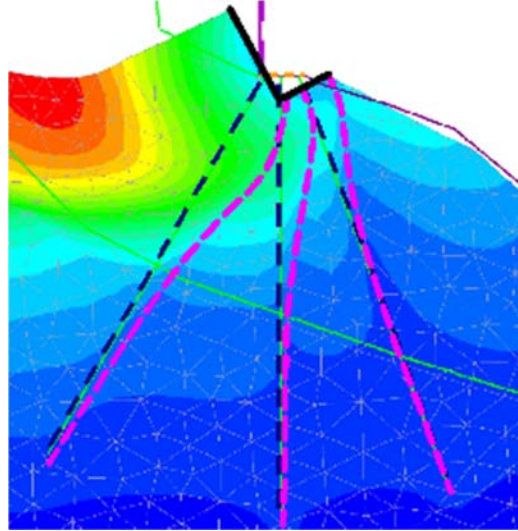
$$H_{ult} = 7 * 44 = 308 \text{ kN/micropilote.}$$

Resistencia al corte en micropilote = 700 kN > 308 de solicitación, no se genera flujo entre micropilotes de consideración, adicionalmente, un arreglo en tres bolillo para la distribución de micropilotes suple cualquier deficiencia en el anterior cálculo.

12-Chequear deformaciones en el sistema estructural

Se ha evaluado las deformaciones máximas en la masa de suelo y del cuerpo de los micropilotes.

Ilustración 20. Deformaciones en el talud con obras.



Fuente: Autor

Se observa el esquema general de las deformaciones en el talud estabilizado; la mayor concentración de asentamientos ocurre en la parte de la banca de la vía debido a que el modelo plantea las cargas de tránsito como cargas fijas y distribuidas; la solución a estos asentamientos viene dada por el respectivo diseño de pavimentos, los micropilotes, se encargan de mitigar deformaciones en el talud al ser estos solicitados en conjunto con el suelo circundante (ver líneas magentas interrumpidas en la Ilustración 20).

7. PROPUESTAS DE CAMBIO AL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Para el caso de estudio en consideración, y, por precisión de los análisis de sensibilidad llevados a cabo en el **Anexo B**, se muestran las siguientes observaciones respecto a las variables de entrada que se deben tener en cuenta en el cambio de diseño para el sitio del caso de estudio.

Cambio al ángulo de inclinación de los micropilotes: Según las modelaciones realizadas en el **Anexo B**, se encontró que el sistema se puede optimizar reduciendo el ángulo de inclinación de los micropilotes en 15 grados, de este modo el *FS* aumenta en un 30%.

Cambio en la longitud de los micropilotes: La variación de este parámetro se realizó en el programa RS3. Se encontró que la variación respecto a los desplazamientos, siguiendo una variación de uno a uno, es decir, que una reducción de la longitud de los micropilotes en un 50%, aumenta los desplazamientos máximos del sistema también en un 50%. Este análisis se realizó a modo descriptivo, ya que en los diseños, la longitud del micropilote se obtiene por caculos de factor de seguridad a arrancamiento en dependencia de la fricción estructura-suelo y localización de la superficie de debilidad o falla, siendo poco factible reducir o aumentar este parámetro.

Propiedades elásticas de los suelos: Una variación significativa del módulo de Poisson, cambia el módulo de elasticidad en un rango de 0.06 unidades, bajos módulos de Poisson, generan mayores *FS*.

Propiedades de resistencia de los suelos: Ángulo de fricción, cohesión. En cuanto a *FS*, el aumento de ambos parámetros influye significativamente en el *FS*, para el caso del ángulo de fricción, se tiene un aumento del 13% en *FS* para un aumento del 25% del ángulo de fricción. Un aumento del 25% en la cohesión de los suelos puede aumentar el *FS* hasta en un 14%. En relación a lo anterior, se demuestra que estos factores intervienen en gran medida en el cálculo del *FS*, pero el factor determinante es la pendiente del talud, y sus refuerzos para el caso de análisis con obras. Debido a la dependencia de estas variables, se requiere una buena aproximación de los parámetros de resistencia reales en el sitio. También es posible considerar que si se hacen inyecciones de lechada, a altas presiones, el suelo se densifica y sus propiedades de resistencia aumentan en la cercanía del micropilote.

Carga provocada por el tránsito: Se mantuvo fija en 15 kN/m² siendo un valor muy conservador. No se realizó análisis de sensibilidad a este parámetro ya que su variabilidad no tiene un significado práctico en el modelo.

Condiciones de esfuerzos in situ: Para modelos de talud se aplica la aceleración de la gravedad a los distintos suelos que son afectados por su peso específico. Respecto a estos parámetros, se encontró que un aumento del 25% en los pesos específicos del suelo disminuye el *FS* en un 12%.

Se considera que una disminución del ángulo vertical de los micropilotes podría actuar de forma positiva para la determinación del factor de seguridad del talud. Esto, se implementa en el diseño final mostrado, pero se mantienen las condiciones de separación, longitud y resistencia de micropilotes antes presentadas, con el fin de no poner en riesgo la integridad estructural de los micropilotes y actuar de modo conservador en el momento de diseñar.

8. CONCLUSIONES

Por consiguiente, se puede concluir que:

- ✓ Reducir la longitud de los micropilotes es posible en la modelación, y da como resultado, el aumento de las deformaciones en la masa de suelo, sin embargo, esta longitud se calcula por factores de seguridad ante arrancamiento, por tanto, no es como tal una variable de diseño que pueda ser teóricamente modificable, a menos que se proponga cambiar el sistema y presión de inyección de lechada.
- ✓ Un aumento del área transversal de los micropilotes se traduce en un aumento en la inercia y la consecuente mejoría en los factores de seguridad si se mantienen las mismas separaciones; sin embargo, no es recomendable aumentar separaciones entre micropilotes debido a que se aumenta el riesgo de presentar flujo de suelo entre los mismos.
- ✓ La magnitud de las variables de entrada al programa de modelamiento con Elementos Finitos tiene consecuencias en los valores de *FS* obtenidos. Se encontró, que una de las variables que más influye en esto son los parámetros de resistencia de suelos (ángulo de fricción y cohesión), los cuales con una variación del 25%, llegan a cambiar el *FS* hasta en un 16%.
- ✓ La elección del módulo de elasticidad de los suelos que se modelan tienen repercusión en la magnitud de las deformaciones (un cambio del 25% del módulo de elasticidad provoca un aumento o disminución de deformaciones, en un orden del 14%), pero no afectan para nada la magnitud del *FS*.
- ✓ Los diseños obtenidos con la metodología propuesta no difieren en gran medida de los obtenidos en el estudio geotécnico preliminar, a pesar de que, se solucionó un problema puntual con dos metodologías diferentes.
- ✓ El método de diseño sugerido se llevó a cabo con buenos resultados y tiene la ventaja de que la mayoría de los cálculos y análisis se realizan en un solo paquete de software, respecto a lo sugerido por la FHWA.
- ✓ Se ha comprobado, a nivel de software, la capacidad geo-estructural de los micropilotes para ser usados con éxito en la estabilización de

deslizamientos pudiéndose soportar los diseños con base en modelaciones en programas de Elementos Finitos. Estos resultados pueden generar acuerdos entre los ingenieros geotecnistas e ingenieros estructurales sobre todo en la definición de las cargas de diseño, ya que, actualmente existe discordancia sobre cuáles son las solicitaciones reales con las que se diseñan estructuralmente los micropilotes.

- ✓ La localización de los ejes de micropilotes dentro de la ladera se puede optimizar si se localiza cerca del centro del deslizamiento.

9. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES

Es necesario resaltar que:

- Se recomienda dejar los programas de modelación geotécnica en 3d para problemas sofisticados que requieran mayor grado de estudio. Modelos complejos en el campo elasto-plástico pueden tomar tiempo excesivo (más de 24 horas de cómputo).
- Es recomendable el uso del programa Phase 2 en la consecución de factores de seguridad globales por medio del método de reducción de parámetros de resistencia.
- Aunque los programas de Elementos Finitos en 3d son novedosos y están empezando a tomar mayor acogida entre los profesionales, persiste un poco su inconveniente de largos tiempos de cálculos. Dentro de los cálculos realizados en este proyecto, algunos, se ejecutaron durante más de 30 horas continuas en un pc con procesador Intel ® Core I7-2640M CPU@ 2.80 GHz y 6 GB de ram disponible.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

✓ **[1] GUÍA PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE MICROPILOTES EN OBRAS DE CARRETERA**

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS – MADRID: MINISTERIO DE FOMENTO/ 2008

✓ **[2] EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS. FORMULAS ANALITICAS Y ENSAYOS DE CARGA**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

Ángela Patricia Barreto maya

✓ **[3] DESLIZAMIENTOS TECNICAS DE REMEDIACIÓN**

CAPITULO 1 MÉTODOS DE MANEJO Y ESTABILIZACIÓN

CAPITULO 5 PERNOS CLAVOS Y MICRO-PILOTES

CAPITULO 10 SUELOS RESIDUALES

Ing. Msc. Jaime Suarez Díaz

✓ **[4] APUNTES SOBRE MICROPILOTES INYECTADOS**

FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.L.P

Ing. Augusto José Leoni

✓ **[5] PROYECTO DE FIN DE CARRETERA**

CAPITULO 13 MICROPILOTES

Ing. Antonio Ríos Esteban

✓ **[6] PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES**

CALIFORNIA STATE UNIVERSITY, SACRAMENTO

Braja M. das

✓ **[7] MEMORIA EXPLICATIVA - MAPA GEOLÓGICO GENERALIZADO**

DEPARTAMENTO DE SANTANDER *MINSTERIO DE MINAS Y ENERGÍA-*

INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN E INFORMACIÓN GEOCIENTIFICA, MINERO-AMBIENTAL Y NUCLEAR-2001

✓ **[8] NORMAS GEOTECNICAS CDMB - NORMAS TECNICAS PARA EL CONTROL DE EROSION Y PARA LA REALIZACION DE ESTUDIOS GEOLOGICOS GEOTECNICOS E HIDROLOGICOS 2005**

✓ **[9] INTRODUCCIÓN A LA GEOLOGÍA CON EJEMPLOS DE COLOMBIA**

MINISTERIO DE MINAS Y ENERGÍA- INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN E INFORMACIÓN GEOCIENTÍFICA, MINERO-AMBIENTAL Y NUCLEAR-2001

✓ **[10] ZONIFICACIÓN SISMOGEO TÉCNICA INDICATIVA DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA**

SUBDIRECCIÓN DE AMENAZAS GEOAMBIENTALES-BOGOTÁ, OCTUBRE DE 2001- MINISTERIO DE MINAS Y ENERGÍA- INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN E INFORMACIÓN GEOCIENTÍFICA, MINERO – AMBIENTAL Y NUCLEAR

✓ **[11] MICROPILE DESIGN AND CONSTRUCTION**

NHI COURSE NO. 132078-REFERENCE MANUAL -U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION-FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION DECEMBER 2005.

✓ **[12] NSR-10 REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE**

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL- BOGOTÁ ENERO 2010

✓ **[13] MECANICA DE SUELOS**

*INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS-MÉXICO 1976
T. William Lambe y Robert V. Whitman-*

✓ **[14] APPLICATION OF THE FINITE ELEMENT METHOD TO SLOPE STABILITY**

ROCSCIENCE INC. – TORONTO, 2001-2004

✓ **[15] MICROPILOTES INYECTADOS - TÉCNICAS Y CÁLCULO**

Juan Carlos Hernández del Pozo, Isidro Ocete Ruiz, Francisco Lamas Fernández, Juan Carlos Hernández Garvayo

✓ **[16] DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

*REVISIÓN TÉCNICA DE ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA/ MCGRAWHILL
Arthur H. Nilson*

✓ **[17] DESIGN METHODOLOGY: MICROPILES FOR SLOPE STABILIZATION AND EARTH RETENTION**

*CONTRACTORS, U.S.A. INC FEDERAL WAY, WASHINGTON
Mr. Armour, Donald B Murphy*

✓ **[18] GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA**

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS – MADRID: MINISTERIO DE FOMENTO/ 2009

Artículos

✓ **[A] MICROPILOTES - USO EN RECALCES**

CONFERENCIA EN EL "II CURSO SOBRE RECALCES, INCLUSIONES, INYECCIONES Y JET-GROUTING" ORGANIZADO POR STMR EN LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS DE VALENCIA, JUNIO DE 2013,

Manuel Romana Ruiz, Universidad Politécnica de Valencia STMR

Catálogos

✓ **[A1] MICROPILOTES- KELLER TERRA**

CATALOGO COMERCIAL DE MICROPILOTES-MADRID

✓ **[A2] MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION-LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN-VOLUME I**

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. 1994

Estudios Geotécnicos

[B1] ESTUDIO GEOLÓGICO, GEOTÉCNICO, ESTABILIDAD DE TALUDES, DISEÑOS DE OBRAS DE ESTABILIDAD Y RECOMENDACIONES DE LAS FUNDACIONES DE LAS OBRAS ESPECIALES DEL PROYECTO DE AMPLIACIÓN DE LA VÍA BUCARAMANGA – PAMPLONA DEL PR 8+000 AL PR 48+000 DICIEMBRE 11 DE 2009

ESTUDIO DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y GEOTECNIA TRAMOS 1, 2 Y 3
Geotecnología Diciembre de 2009

[B2] ESTUDIO GEOTÉCNICO, ESTABILIDAD DE TALUDES Y DISEÑOS DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DE LOS SITIOS CRÍTICOS DE LA VÍA BUCARAMANGA – PAMPLONA DEL PR 11+020 AL PR 35+400 - SITIO PR 11+200

Geotecnología Noviembre de 2011

ANEXO A

Verificaciones y comparación de software

1. VERIFICACIONES Y COMPARACIÓN DE SOFTWARE

Los problemas geotécnicos traen consigo un alto grado de incertidumbre, principalmente debido a la naturaleza heterogénea del suelo, y a que las exploraciones geotécnicas comunes tienen la imposibilidad de garantizar el 100% de confiabilidad en los resultados obtenidos entre otras cosas, razón por la cual, es necesario garantizar una adecuada aplicabilidad del software escogido. Al momento de realizar las modelaciones geotécnicas con paquetes de software, nace una incertidumbre que tiene que ver con su manejo, funcionalidad y exactitud de los resultados. Muchos profesionales dudan de las respuestas que proporcionan los software modernos e incluso algunos recomiendan limitar su utilización.

Para optimizar el proceso de modelación se han realizado dos ejercicios de verificación de resultados, en los cuales las modelaciones son realizadas en software diferentes, y sus resultados son resumidos y discutidos frente a las respuestas de modelos teóricos, es decir, la resolución de estos ejercicios mediante el uso de técnicas manuales, o por medio de métodos comunes.

Se ha incluido un ejercicio adicional de verificación que muestra cuantitativamente el fenómeno de efecto de arco en la interacción suelo-micropilote, el cual, es usualmente descrito solo desde la perspectiva cualitativa.

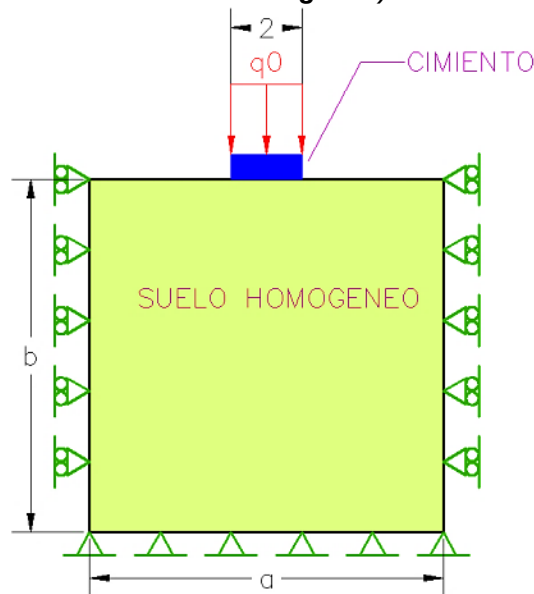
A continuación se muestran los ejercicios de verificación realizados en los software escogidos.

1.1 Ejercicio N°1 de verificación de software: Asentamiento de una cimentación, comparando los resultados teóricos, resultados de Plaxis, Phase 2 y RS3.

Se revisó la coherencia en los resultados de los software mostrados, a partir de la revisión del asentamiento máximo de una cimentación cargada sobre un suelo homogéneo, y la revisión del bulbo de presiones de la sobrecarga ejercida, y su semejanza con los resultados de la teoría de Boussinesq. A su vez se han realizado análisis básicos de sensibilidad de respuestas ante el cambio de algunas variables geométricas y mecánicas.

La geometría y parámetros del ejercicio se muestran a continuación:

Ilustración 21. Esquema de problema propuesto (Cimentación superficial continua, sobre suelo homogéneo).

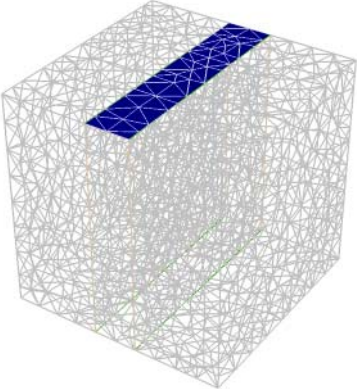
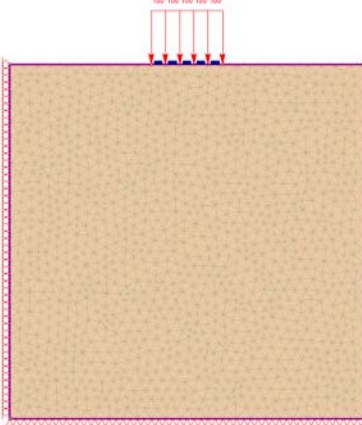
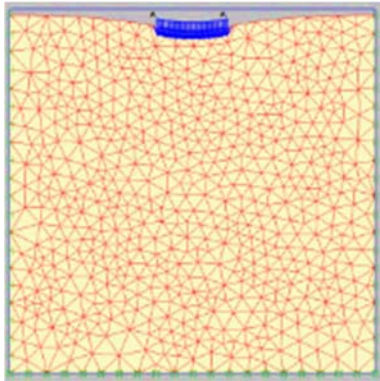


Fuente: autor

1.1.1 Variables identificadas en este problema:

- **Geométricas:** Longitudes de a , b y c (profundidad del modelo para el caso del software RS3).
- **Propiedades mecánicas del cimiento:** Rigidez que depende del módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, y el espesor del elemento placa. De esta manera, para simular una cimentación totalmente flexible, se propuso unos parámetros exageradamente bajos, así mismo, para simular la cimentación totalmente rígida, se establecieron unos parámetros bastante altos para el cimiento.
- **Propiedades mecánicas del suelo:** Estos parámetros se mantuvieron constantes en el modelo, los parámetros son: El módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y el peso específico del suelo. Los parámetros de resistencia no entran en juego, ya que no se realizaron modelaciones con suelo plástico.
- **Malla de elementos finitos (Discretización):** Las variables en este caso dependían del software ya que cada uno consta de un tipo de elementos característicos, por ejemplo, en Plaxis hay una malla de tipo triangular, con 6 y 15 nodos. Ver Ilustración 22.
- **Carga del cimiento:** Se mantuvo fija en 100 kN/m².

Ilustración 22. Mallas típicas de cada software.

RS3	Phase 2	Plaxis 2d
		
10 Noded Tetrahedron	6 Noded Triangle	15-Node Triangle
Refinamiento=50	Refinamiento=100	Refinamiento=Very Coarse
Modelo RS3-7	Phase 2-1	Plaxis 2d-1

Fuente: autor

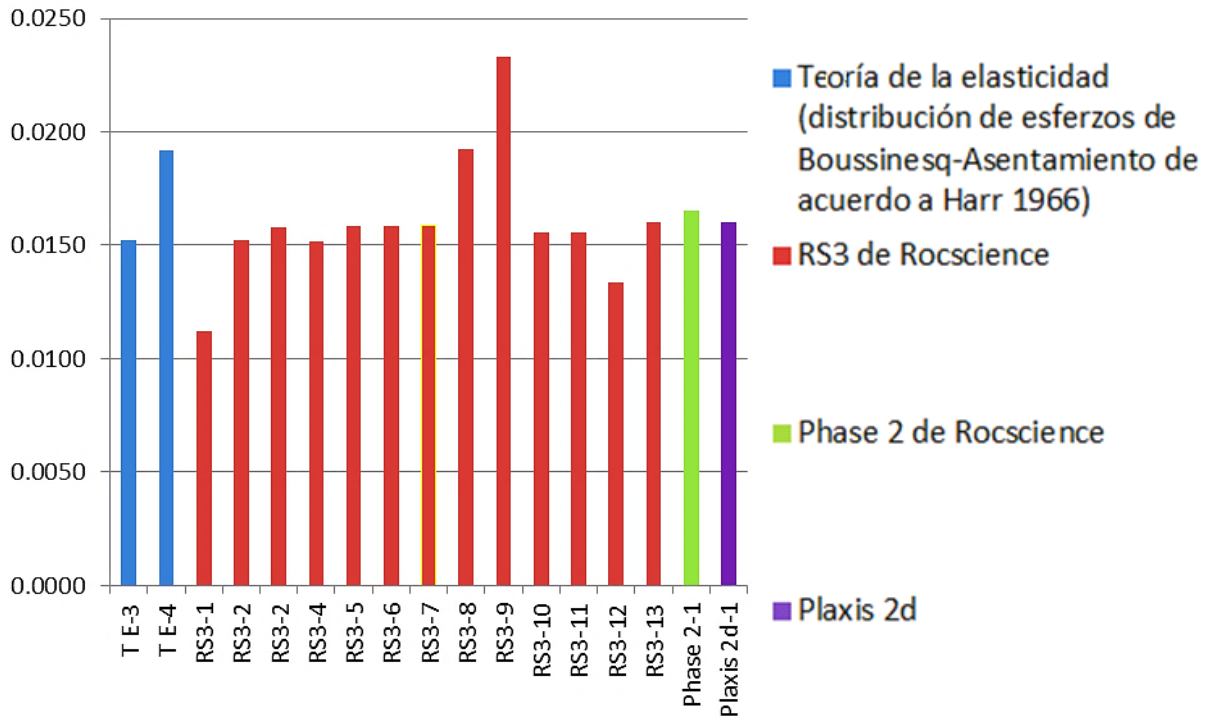
1.1.2 Asentamientos obtenidos

Se realizó la estimación de los asentamientos mediante la teoría de la elasticidad y las ecuaciones propuestas por Harr (1966), así, esto se confronta con los resultados de modelaciones en los software, variando algunos de los parámetros. Los resultados se pueden observar en la Tabla 17. y el resumen de asentamientos en la Ilustración 23. Adicionalmente, se han tomado los tiempos de cómputo con el fin de tenerlo en cuenta más adelante para elegir las variables más convenientes al delimitar el problema.

Tabla 17. Resultados de modelaciones y revisión de asentamientos Software-Teoría.

Teoría de la elasticidad (distribución de esferos de Boussinesq-Asentamiento de acuerdo a Harr 1966)																		
Nombre modelo	Df	H	B	L	m1	α	q0	Es	μs	Ecuaciones	Se	R						
	m	m	m	m			kN/m2	kN/m2			m							
TE-1	0	∞	2	1	0.5	0.77	100	20000	0.3	$S_s = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu) \frac{\alpha}{2}$ (esquina de la cimentación flexible)	0.0070	44.10						
TE-2	0	∞	2	1	1.12	100	20000	0.3	0.0102		64.27							
TE-3	0	∞	2	5	2.5	1.67	100	20000	0.3	$S_s = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu) \alpha$ (centro de la cimentación flexible)	0.0152	95.77						
TE-4	0	∞	2	10	5	2.1	100	20000	0.3		0.0192	120.97						
TE-5	0	∞	2	50	25	3.13	100	20000	0.3	Bonde $\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1} + m_1}{\sqrt{1 + m_1} - m_1} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1} + 1}{\sqrt{1 + m_1} - 1} \right) \right]$ $m_1 = L/B$ $B =$ ancho de la cimentación $L =$ longitud de la cimentación	0.0285	179.56						
TE-6	0	∞	2	200	100	4.01	100	20000	0.3		0.0365	229.97						
TE-7	0	∞	2	1000	250	4.59	100	20000	0.3		0.0458	288.56						
TE-8	0	∞	2	10000	5000	6.5	100	20000	0.3		0.0592	372.99						
RS3 de Rocscience																		
Nombre modelo	Geometría			Rigidez	Cimiento			Suelo			Malla		Carga Distribuida	Asentamiento			Computo	
	a (Ancho)	b (Alto)	c		E	Poisson	Espesor	E	Poisson	Peso Especifico	Tipo Malla	Refinamiento Malla		Centro	%	Esquina		Asentamiento Diferencial
Unidades	m	m	m	kN/m2		m	kN/m2		kN/m ³			kN/m2	m	m	m			
RS3-1	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	4 Noded Tetrahedron	20	100	0.0112086	70.62	0.0112068	1.800E-06	2
RS3-2	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	4 Noded Tetrahedron	100	100	0.0152329	95.98	0.0120089	3.224E-03	4
RS3-2	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	4 Noded Tetrahedron	500	100	0.0157977	99.53	0.0121538	3.644E-03	981
RS3-4	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	20	100	0.01517	95.58	0.0122167	2.953E-03	5
RS3-5	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	100	100	0.0158447	99.83	0.0122373	3.607E-03	120
RS3-6	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	200	100	0.0158717	100	0.0120481	3.824E-03	620
RS3-7	10	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.015854	99.89	0.0120511	3.803E-03	8
RS3-8	10	15	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.0192524	121.30	0.0158213	3.431E-03	19
RS3-9	10	20	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.0232806	146.68	0.0194789	3.802E-03	5
RS3-10	15	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.0155409	97.92	0.0116652	3.876E-03	7
RS3-11	20	10	10	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.0155662	98.08	0.0116626	3.904E-03	8
RS3-12	10	10	10	Rigido	1.00E+10	0.1	1	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.0133597	84.17	0.0133608	-1.100E-06	8
RS3-13	10	10	20	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	10 Noded Tetrahedron	50	100	0.0160111	100.88	0.0120223	3.989E-03	5
Phase 2 de Rocscience																		
Phase 2-1	10	10	NA	Flexible	100	0.2	0.01	20000	0.3	20	6 Noded Triangles	100	100	0.016500	103.96	0.012400	4.100E-03	3
Plaxis 2d																		
Plaxis 2d-1	10	10	NA	Flexible	100-0.001	2.00E-01	0.01	20000	0.3	20	15-Node	Very Coarse	100	0.016000	100.81	0.014000	2.000E-03	30

Ilustración 23. Comparación de asentamientos obtenidos a partir de software y cálculos manuales.

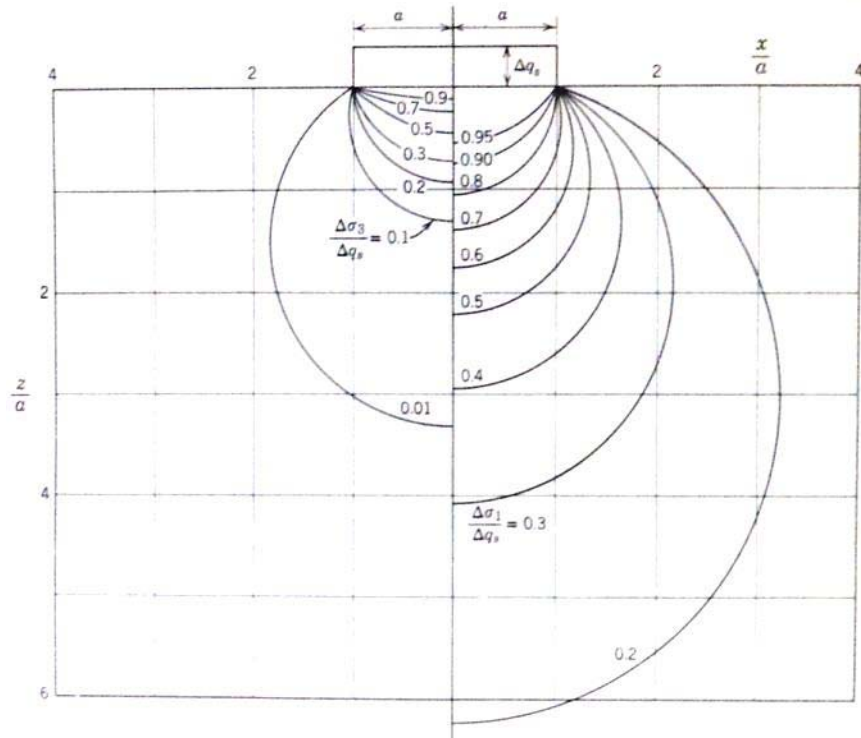


En una vista de los resultados, estos sugieren que la solución del ejercicio, debe ser un asentamiento de aproximadamente 1.5 cm para una cimentación flexible, y las condiciones dadas.

1.1.3 Distribución de esfuerzos por sobrecarga (Bulbo de presiones)

La teoría de elasticidad, estudiada principalmente por Boussinesq, pone de manifiesto que la profundidad aproximada a la cual llegan rezagos de la carga impuesta en superficies (5 a 10% de la carga), tiene una afectación de 2 veces el ancho del cimiento, y se disipan de acuerdo a la Ilustración 24.

Ilustración 24 Disipación teórica de carga en un medio elástico.



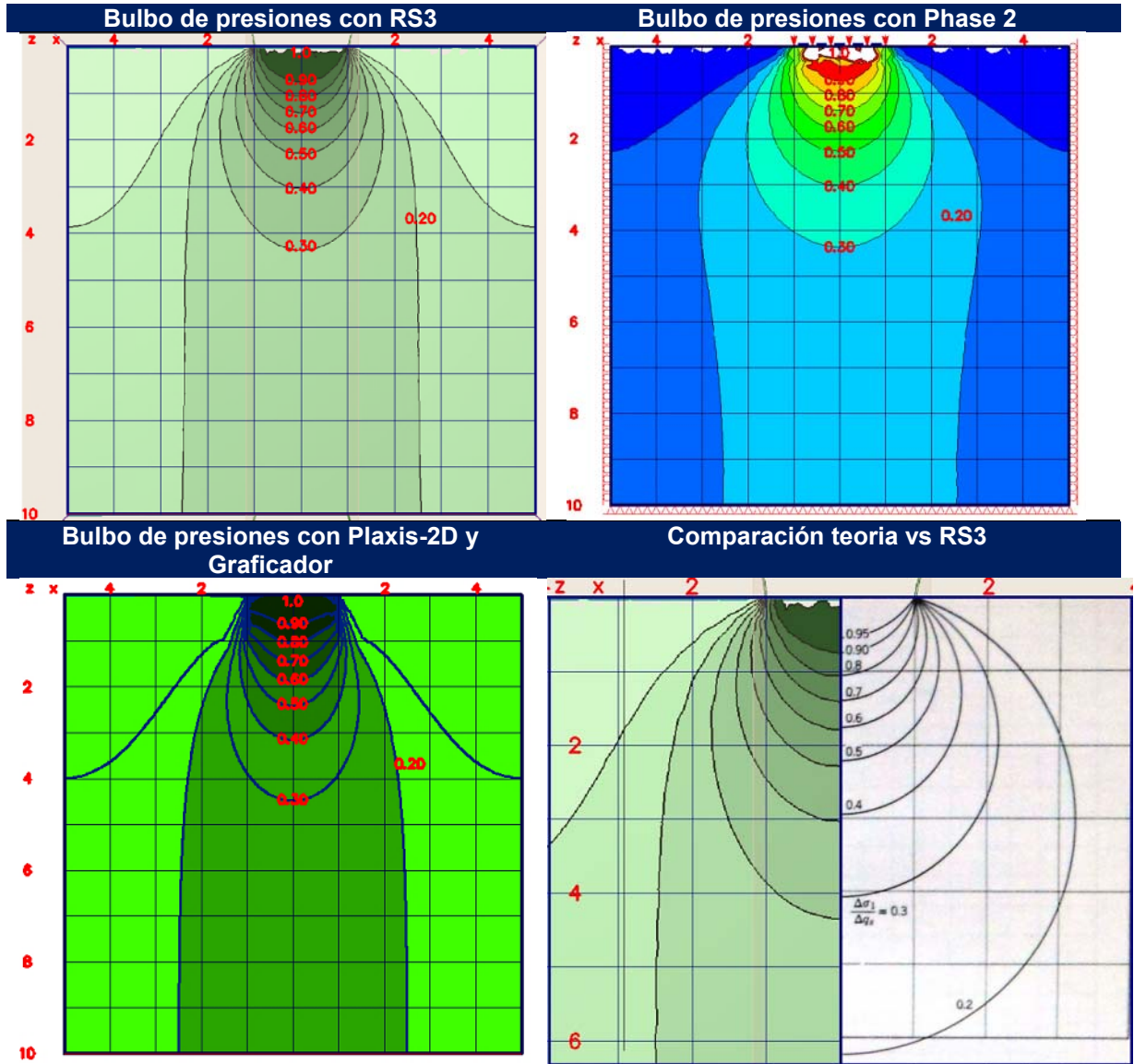
Fuente: Figura 8.7 del Libro de mecánica de suelos de Lambe y Whitman 1976 [13]

En las modelaciones realizadas se han impuesto artificios para obtener también estos bulbos de presiones y compararlos con la teoría. En Phase 2 y RS3, se han concebido 2 etapas de construcción; la etapa 1, con presiones iniciales debidas al peso propio del suelo, y la etapa 2, con la carga del cimentado. Los resultados de esfuerzo (σ_1 en RS3 o σ_{yy} en Phase 2) se han calculado poniendo la etapa 1 como punto de partida de la etapa 2, de este modo se calculan las presiones debidas solo a la sobrecarga impuesta.

En el caso de Plaxis 2d, no se ha encontrado fácilmente una forma de calcular esto, así que, los datos calculados de las etapas 1 y 2, se han procesado en Excel y han sido interpoladas con software graficador.

Finalmente, se muestran a continuación los resultados obtenidos frente a este parámetro:

Ilustración 25. Bulbos de presiones hallados con diverso software y comparados con la teoría de la elasticidad.



De acuerdo a los resultados obtenidos en cuanto a niveles de disipación de esfuerzos y asentamientos calculados, se tienen las siguientes observaciones que serán tenidas en cuenta más adelante para la modelación del problema objeto del presente trabajo de grado.

1. En elementos finitos, se llevan a cabo análisis de cargas de campo o estado de esfuerzos iniciales, estas cargas afectan numéricamente los resultados ya que los bulbos de presiones tienden a disiparse totalmente en profundidad, pero en el software, toman una forma alargada que carga el suelo y le genera asentamientos adicionales, los cuales, aunque no son

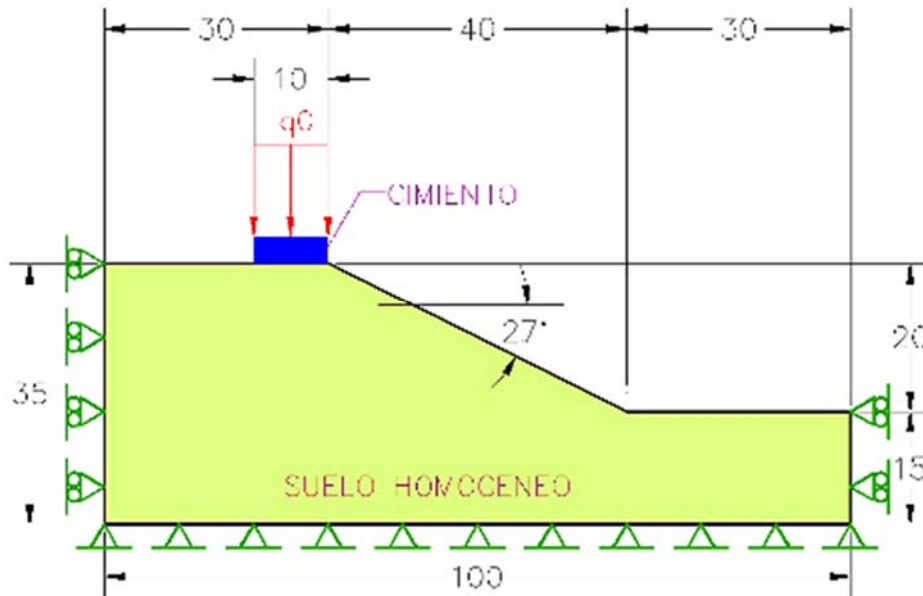
muy grandes, pueden inducir a errores. De acuerdo a lo anterior, se prevé que deben ser restringidas las profundidades del modelo (parámetro b) de elementos finitos a no más de 5 veces el ancho del cimiento.

2. Tener en cuenta un ancho adicional no afecta de manera significativa los cálculos en el caso de aumento de profundidad, en este caso, para reducir tiempo de cómputo también se limitará el ancho del modelo (parámetro a) a 5 veces el tamaño del cimiento.
3. El cambio de cimiento flexible por cimiento rígido da resultados coherentes de acuerdo a la forma de las deformaciones verticales, según se explica en Braja DAS, Capítulo 4.8 [6]
4. Al tener en cuenta una tercera dimensión, se observa que la carga es distribuida también en 3d, parece ser que esto es lo que hace que los resultados de asentamiento en el programa RS3, sean algo más bajos que en los demás modelos.
5. En el caso del programa RS3, un elemento de malla de 10 Nodos, es más eficiente y exacta que uno de 4 nodos, sin requerir un tiempo excesivo al momento de efectuar el cálculo.
6. El grado de refinamiento en el modelo en 3d, tiene una naturaleza cúbica, es decir, que si se aumenta sustancialmente el grado de refinamiento, el tiempo de cálculo crece en proporción a la malla generada, es decir como potencia 3, por ser un problema volumétrico.
7. El modelo RS3-7 fue el más conveniente, porque entrega buenos resultados sin gastar tiempos excesivos de cómputo.
8. Tenido en cuenta el tiempo de cómputo entre los dos software 2d, se observa que los algoritmos de cálculos en el Phase 2, son mucho más optimizados que en Plaxis, esto puede ser consecuencia de la versión del software. Aun así los resultados muestran mucha semejanza, lo cual da confianza, debido a que son dos software de países diferentes que coinciden en sus respuestas.
9. La ventaja principal del modelamiento en 3d, no pudo ser observada en este ejercicio debido a la simplicidad del mismo, el cual puede ser resuelto en el plano.
10. Las mallas de elementos finitos de Plaxis están limitadas en cuanto a parámetros de refinamiento, pues no ofrece más que 5 opciones de refinamiento, desde muy densa hasta poco densa. Seguramente nuevas versiones del software no tienen este inconveniente.
11. Un refinamiento de malla muy bajo puede inducir a errores grandes, esto se observa en el resultado del modelo RS3-1

1.2 Ejercicio N°2 de verificación de software: Factores de seguridad en Talud homogéneo, mediante disminución de los parámetros de resistencia.

Este ejercicio, pretende verificar que tan cerca están los resultados de factor de seguridad global que arrojan los análisis de reducción de factores de resistencia hechos con el método de elementos finitos, comparado con los resultados de los clásicos modelos de Equilibrio Límite. En la Ilustración 6 se observa la geometría del talud revisado.

Ilustración 26. Esquema de talud con suelos homogéneos y carga de cimentación en la corona.

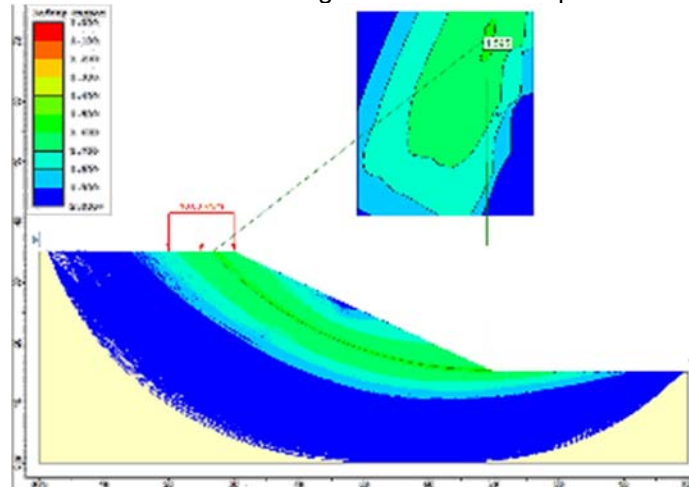


Primero se realiza la modelación con la teoría de estática, es decir, con Slide de Rocscience, por medio de equilibrio límite; acto seguido se modela con los software Plaxis 2d y Phase 2. Los parámetros del suelo utilizado se presentan en la Tabla 18 y los resultados son mostrados en la Tabla 19.

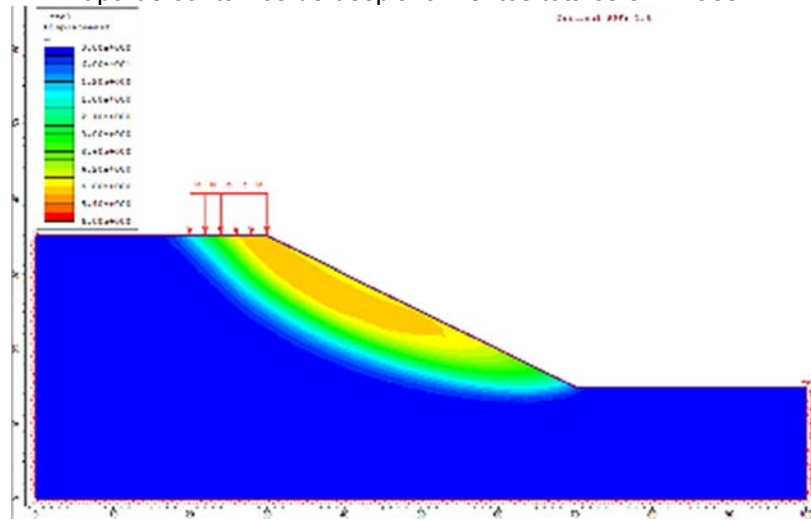
Tabla 18. Parámetros de suelos utilizados en la modelación de verificación.

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (kN/m ²)	Módulo de elasticidad (kPa)	Módulo de Poisson
Homogéneo	20	30	10	10.000	0.3

Ilustración 27. Esquemas de resultados de los software evaluados.
 Mapa de contornos de factores de seguridad mediante Equilibrio Límite en Slide.



Mapa de contornos de desplazamientos totales en Phase 2.



Mapa de contornos de desplazamientos totales en Plaxis 2d.

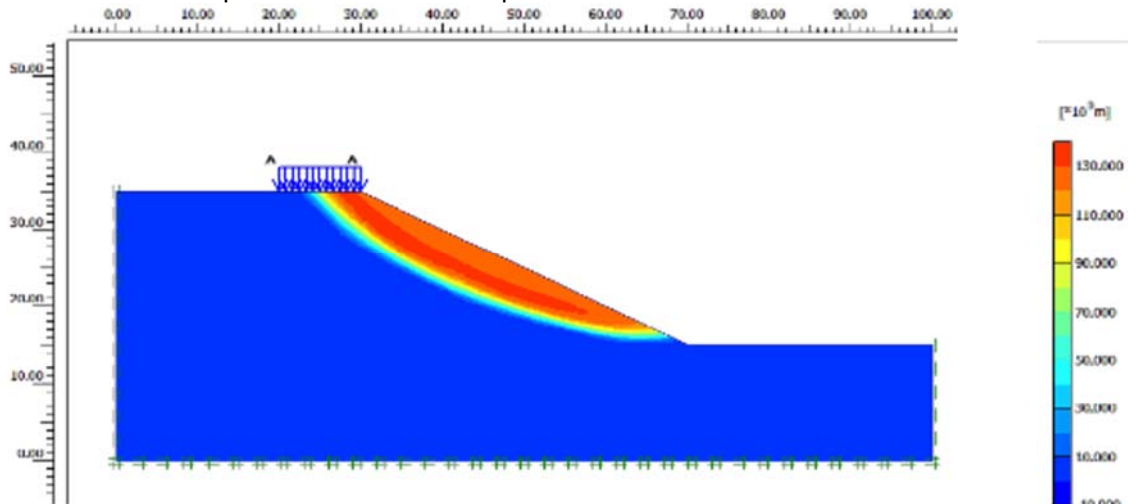


Tabla 19. Comparación de factores de seguridad conseguidos con diferentes software.

Factores de seguridad obtenidos en diversos software						
Software	Teoría	Autor/Modelo	Factor de Seguridad estático	%	F.S. Pseudoestático 0.20 g	%
Slide	Equilibrio límite	Fellenius	1.528	95.8	1.007	94.7
		Bishop simplified	1.599	100.3	1.064	100.1
		Morgenstern and Price	1.595	100.0	1.063	100.0
Phase 2	Método de elementos finitos	Phi-C Reduction	1.600	100.3	1.050	98.8
Plaxis 2d	Método de elementos finitos	Phi-C Reduction	1.523	95.5	No converge	-

Fuente: Autor

Observando la anterior tabla, se concluye que los resultados obtenidos en cuando a factores de seguridad por medio de reducción de parámetros de resistencia en Elementos Finitos son similares a los obtenidos mediante equilibrio límites, lo que hoy en día es una validación para los métodos clásicos. Los resultados con Elementos Finitos son ligeramente más conservadores, como es el caso de Phase 2; en el caso de Plaxis, el factor de seguridad bajo se atribuye al tamaño de la malla, que es una limitante en esta versión de software.

Los porcentajes presentados en la tabla anterior, se referencian con respecto al resultado de Morgenstern and Price.

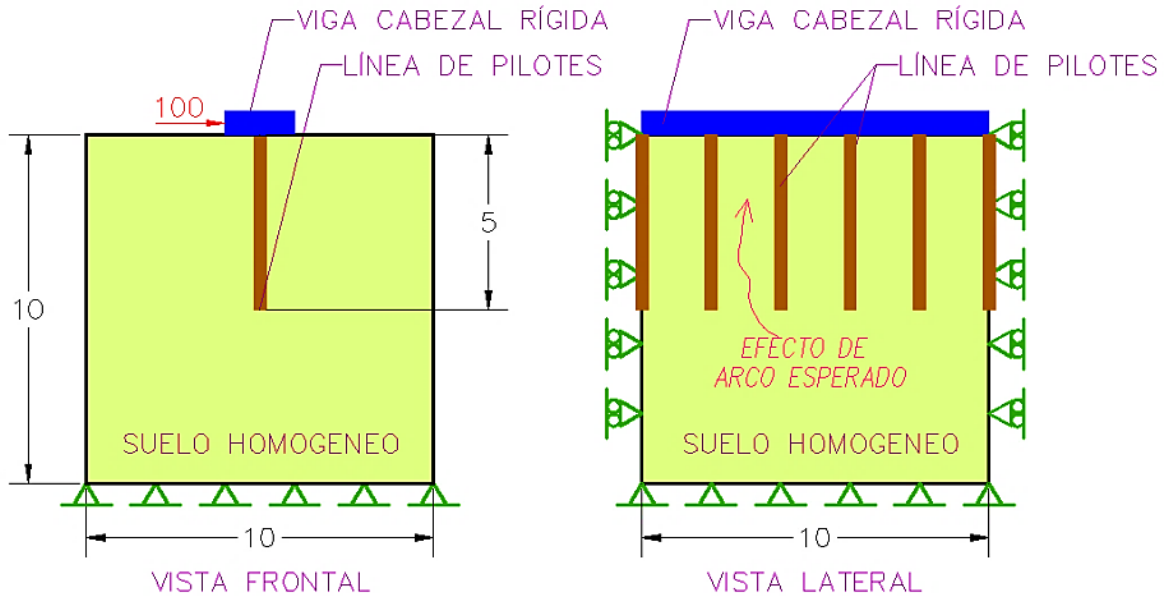
1.3 Ejercicio N°3 de verificación de software: Efecto de arco en interacción suelo pilote.

El efecto de arco en los suelos consiste en la capacidad de transferir esfuerzos de elementos rígidos (pilotes), apoyándose en el suelo en dos puntos como si fuera un puente; el efecto arco no es posible si el suelo llega a fluir entre los elementos rígidos, es decir, si se trata de un suelo muy blando o muy suelto, o si adicionalmente los elementos rígidos se encuentran muy distanciados entre sí.

Este ejercicio no se trata de una verificación contra una teoría cuantificable numéricamente, consiste en una revisión de programas de elementos finitos con la finalidad de estimar la diferencia de modelar elementos aislados, con modelar un solo elemento continuo, esto porque los programas de elementos finitos en 2d, pueden o no, tener en cuenta la separación entre elementos, por ejemplo, pilotes, ya que esta separación se da en la tercera dirección que el programa no tiene en cuenta.

La geometría y parámetros del ejercicio se muestran a continuación:

Ilustración 28. Esquema de problema propuesto (Viga cabezal apoyada sobre pilotes, sometida a carga lateral).



En la elaboración de esta modelación no se hizo análisis de sensibilidad, más que para la separación de pilotes.

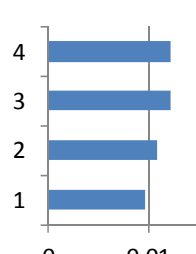
El primer modelo consiste en recrear la línea de pilotes como un elemento continuo (elemento liner de RS3), el cual, es como si se tuviera enterrada una tablestaca en cambio de pilotes. El segundo modelo considera un sistema equivalente, en el cual se conservan las propiedades mecánicas de resistencia, como lo son los momentos de inercia y las áreas, esto mediante pilotes separados cada metro; el tercer modelo separa los pilotes cada dos metros y el último modelo, los separa cada 3.33m, teniendo en cuenta, como ya se mencionó que las inercias y áreas serían repartidas entre los pilotes, por tanto, el modelo con tres pilotes tiene elementos más “fuertes”, que el modelo de diez pilotes, pero en conjunto guardan equivalencia.

1.3.1 Desplazamiento horizontal de la viga cabezal, y porcentaje de eficiencia por efecto arco.

Tabla 20. Resultados de modelaciones, revisión del efecto arco entre pilotes.

Nombre modelo	Geometría			Viga cabezal						Pilote (Propiedades de Viga)									
	a (Ancho)	b (Alto)	c (Profundidad)	Rigidez	E	Poisson	Ixx	Iyy	Area	Cant	Rigidez	E	Poisson	Ixx ind	Iyy ind	Area ind	Ixx tot	Iyy tot	Area tot
Unidades	m	m	m		kN/m ²		m ⁴	m ⁴	m			kN/m ²		m ⁴	m ⁴	m	m ⁴	m ⁴	m
RS3-1	10	10	10	Rigida	3.00E+10	0.2	1000	1000	10	1	flexible	3.00E+08	0.2	8.33E-04	8.33E-04	1	8.33E-04	8.33E-04	1.00E+00
RS3-2	10	10	10	Rigida	3.00E+10	0.2	1000	1000	10	10	flexible	3.00E+08	0.2	8.33E-05	8.33E-05	0.1	8.33E-04	8.33E-04	1.00E+00
RS3-2	10	10	10	Rigida	3.00E+10	0.2	1000	1000	10	5	flexible	3.00E+08	0.2	1.66E-04	1.67E-04	0.2	8.30E-04	8.33E-04	1.00E+00
RS3-4	10	10	10	Rigida	3.00E+10	0.2	1000	1000	10	3	flexible	3.00E+08	0.2	2.77E-04	2.78E-04	0.333	8.31E-04	8.33E-04	9.99E-01

Suelo			Malla		Carga	Desplazamiento Máximo en X	
E	Poisson	Peso Especifico	Tipo Malla	Refinamiento o Malla	Carga Distribuida	Centro	%
kN/m ²		kN/m ³			kN/m ²	m	
20000	0.3	27	10 Noded Tetrahedron	100	100	0.00966211	100.00
20000	0.3	27	10 Noded Tetrahedron	100	100	0.0108096	111.88
20000	0.3	27	10 Noded Tetrahedron	100	100	0.0121719	125.98
20000	0.3	27	10 Noded Tetrahedron	100	100	0.01222413	126.52

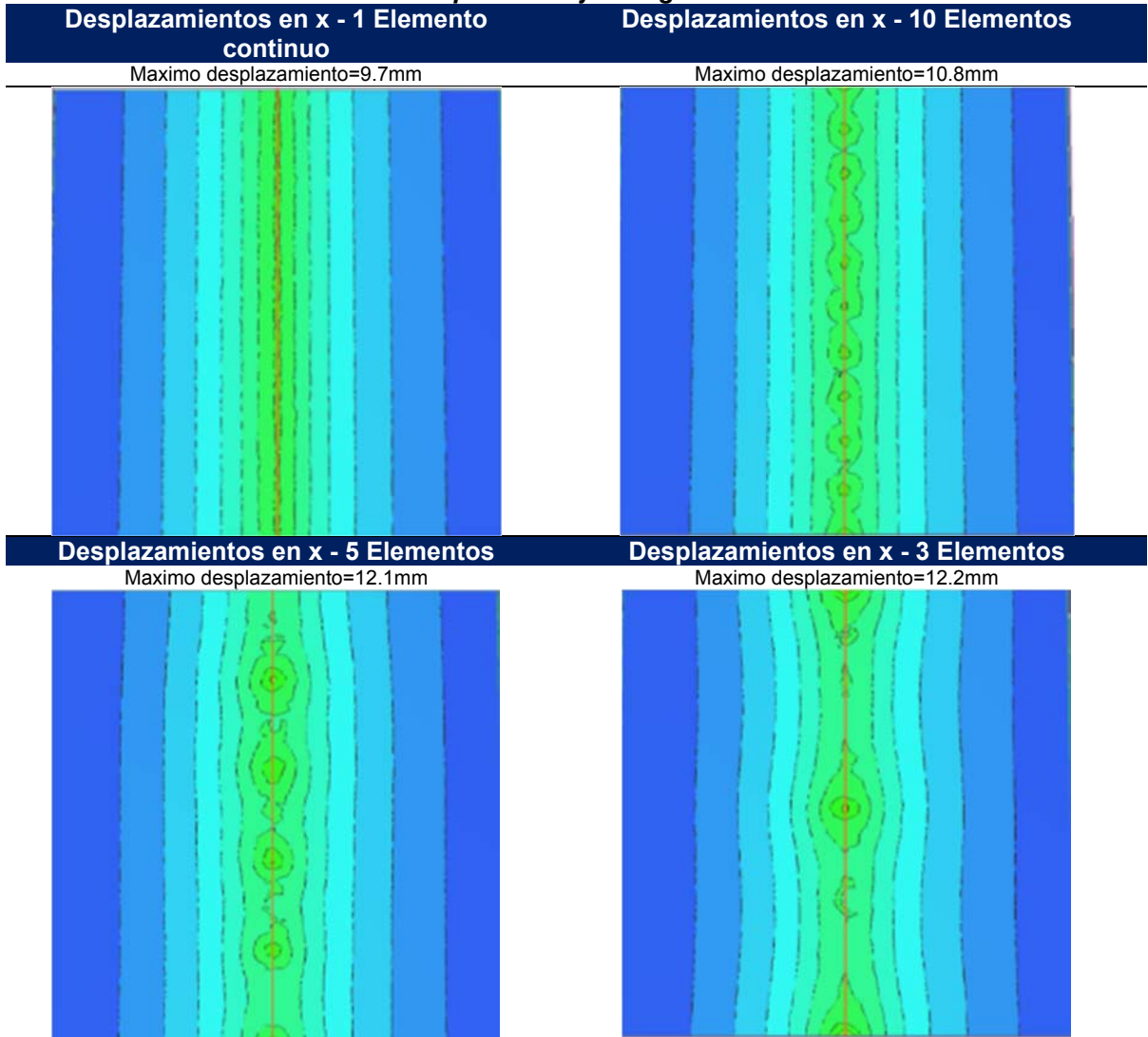


Fuente: Autor

Para este ejercicio en particular, se observa que mediante la cuantificación de desplazamientos horizontales, al distribuir las propiedades de inercia y área de forma continua, se tiene una eficiencia de un 25% mayor a que si se tienen pilotes muy separados, en este caso, 3.33 metros de separación.

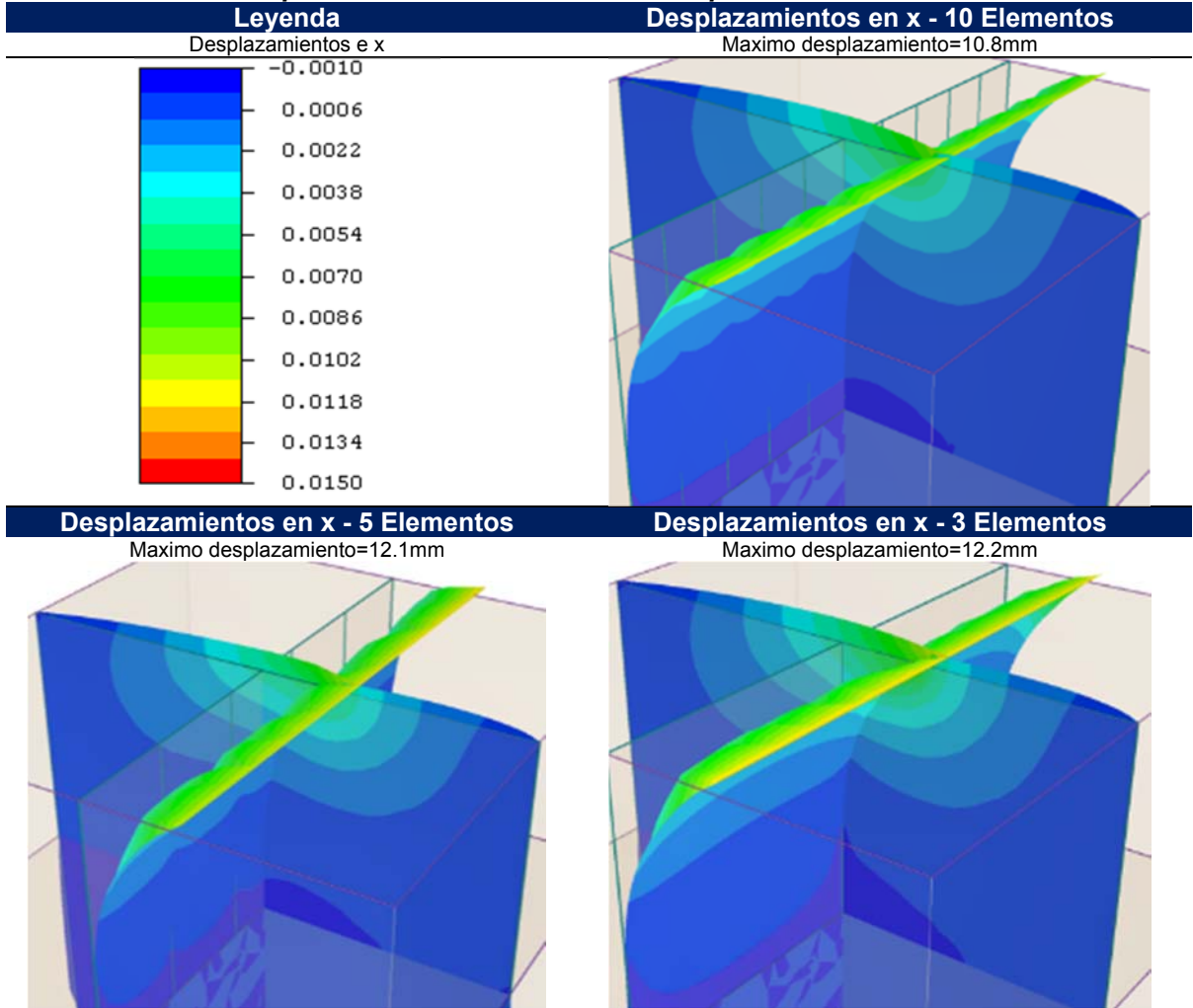
Si se compara una separación de pilotes entre un metro y dos metros encontramos una diferencia de eficiencia del 14%. Se considera en este ejemplo, que el efecto de arco tiene importancia y se debe tener presente cuando se realicen modelaciones en dos dimensiones, en las cuales, los elementos individuales (Pilotes o vigas), se modelen como un todo (Liner de Phase 2 o Plate de Plaxis). Ver, Ilustración 29 e Ilustración 30.

Ilustración 29. Vista en planta de los desplazamiento en x a una profundidad de 0.30 metros de la superficie bajo la viga cabezal.



Fuente: Autor

Ilustración 30. Vista en tridimensional de dos planos verticales deformados que atraviesan la línea de pilotes en 2 sentidos miden el desplazamiento en x del suelo.



Fuente: Autor

ANEXO B

Análisis de sensibilidad de variables de modelación

1. CAMBIO EN EL *FS* POR VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE ENTRADA EN LAS MODELACIONES GEOTÉCNICAS

Una parte de este anexo resume los resultados de las modelaciones llevadas a cabo, con el fin de cuantificar cuanto se afectan los factores de seguridad, a partir de cambios en los parámetros de entrada en el programa seleccionado. Se ha verificado el aumento o disminución del *FS*, variando los siguientes parámetros:

1. Ángulo de inclinación de los micropilotes.
2. Módulo de elasticidad de los suelos.
3. Módulo de Poisson de los suelos
4. Peso específico de los suelos.
5. Ángulo de fricción de los suelos.
6. Cohesión de los suelos.

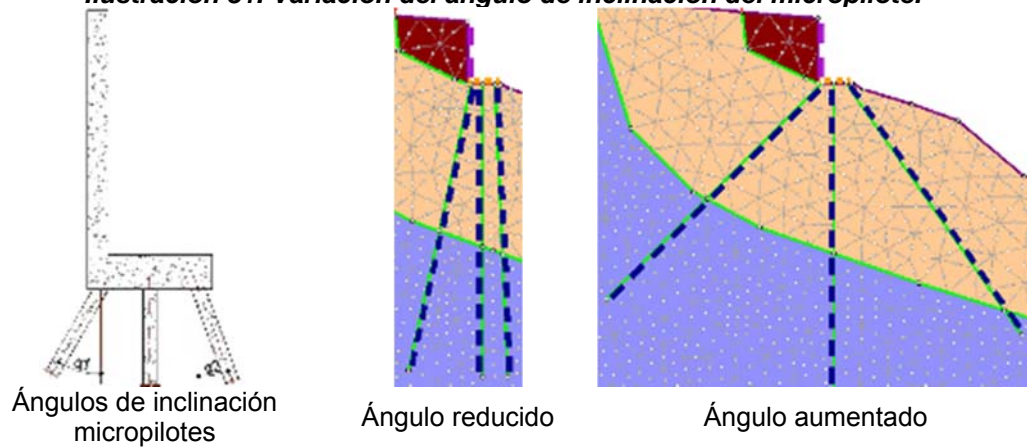
Para lograr esto se han establecido unos rangos homogéneos en los que cambian los parámetros, en general se aumentan o disminuyen hasta en un 25%.

Otras variables como la geometría propuesta de la estratificación de suelos, niveles de agua, etc., no se han tenido en cuenta, se recomienda verificar la sensibilidad de los modelos ante el cambio de las mismas, esto en futuros proyectos.

1.1 VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LOS MICROPILOTES

El ángulo de inclinación de los micropilotes se ha variado en un rango de $+15^\circ$ a -20.5° , afectando este parámetro al ángulo de los dos micropilotes externos al mismo tiempo, mediante la suma del coeficiente $\Delta\alpha$. En la Ilustración 31, se observan dos ejemplos (vista del modelo en Phase 2) en los que este parámetro geométrico ha sido cambiado.

Ilustración 31. Variación del ángulo de inclinación del micropilote.

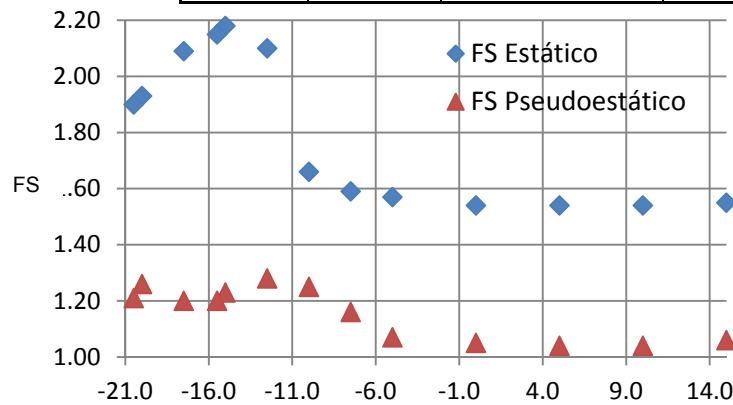


Fuente: autor

El ángulo α_1 es la inclinación respecto a la vertical del micropilote izquierdo y α_2 es la inclinación respecto a la vertical del micropilote derecho.

Tabla 21. Resultados de análisis de sensibilidad al cambio de inclinación de micropilotes.

Análisis de sensibilidad del FS al cambio de ángulo de inclinación de los micropilotes						
No	$\Delta\alpha$	α_1	α_2	FS Estático	FS Pseudoestático	Normalización FS Óptimo
1	0.0	20	30	1.54	1.05	1.00
2	5.0	25	35	1.54	1.04	1.00
3	10.0	30	40	1.54	1.04	1.00
4	15.0	35	45	1.55	1.06	1.01
5	-5.0	15	25	1.57	1.07	1.02
6	-10.0	10	20	1.66	1.25	1.14
7	-15.0	5	15	2.18	1.23	1.30
8	-20.0	0	10	1.93	1.26	1.23
9	-7.5	12.5	22.5	1.59	1.16	1.07
10	-12.5	7.5	17.5	2.10	1.28	1.30
11	-15.5	4.5	14.5	2.15	1.20	1.27
12	-20.5	-0.5	9.5	1.90	1.21	1.20
13	-17.5	2.5	12.5	2.09	1.20	1.26
Mínimo				1.54	1.04	1.00
Máximo				2.18	1.28	1.30



Fuente: autor

Se observa en el gráfico que se encuentran factores óptimos de seguridad cuando el ángulo de inclinación de los micropilotes se reduce. En el caso estático y pseudoestático, se tienen diferentes valores de cambio de ángulo para el cual el FS es máximo, así que, para combinar el resultado de los factores de seguridad estos se normalizan calculando un FS normalizado mediante la siguiente expresión:

$$FS \text{ Normalizado} = 1/2 [(FS \text{ Estático}/FS \text{ Estático mínimo}) + (FS \text{ Dinámico}/FS \text{ Dinámico mínimo})]$$

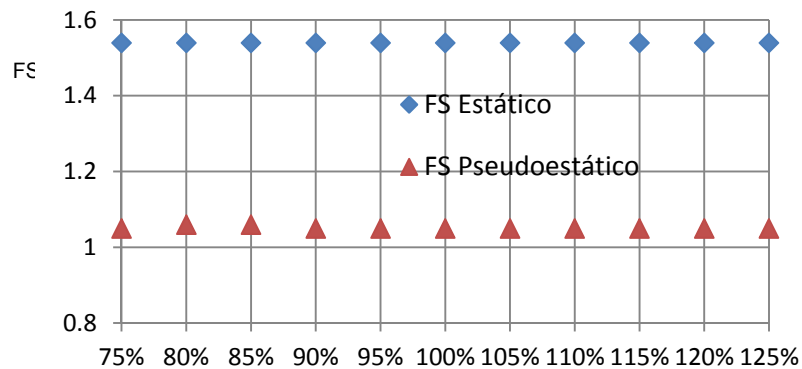
Se ha encontrado un buen resultado de *FS* cuando se reduce el ángulo de los micropilotes en 15°.

1.2 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS SUELOS

Se procede de modo similar al caso anterior; los resultados se muestran a continuación:

Tabla 22. Resultados de análisis de sensibilidad al cambio de módulo de elasticidad de los suelos.

Análisis de sensibilidad del FS al cambio de módulo de elasticidad de los suelos						
No	% * E	E1	E2	FS Estático	FS Pseudoestático	Normalización FS Óptimo
1	100%	5000	5000	1.54	1.05	1.00
2	105%	5250	5250	1.54	1.05	1.00
3	110%	5500	5500	1.54	1.05	1.00
4	115%	5750	5750	1.54	1.05	1.00
5	120%	6000	6000	1.54	1.05	1.00
6	125%	6250	6250	1.54	1.05	1.00
7	95%	4750	4750	1.54	1.05	1.00
8	90%	4500	4500	1.54	1.05	1.00
9	85%	4250	4250	1.54	1.06	1.00
10	80%	4000	4000	1.54	1.06	1.00
11	75%	3750	3750	1.54	1.05	1.00
Mínimo				1.54	1.05	1.00
Máximo				1.54	1.06	1.00

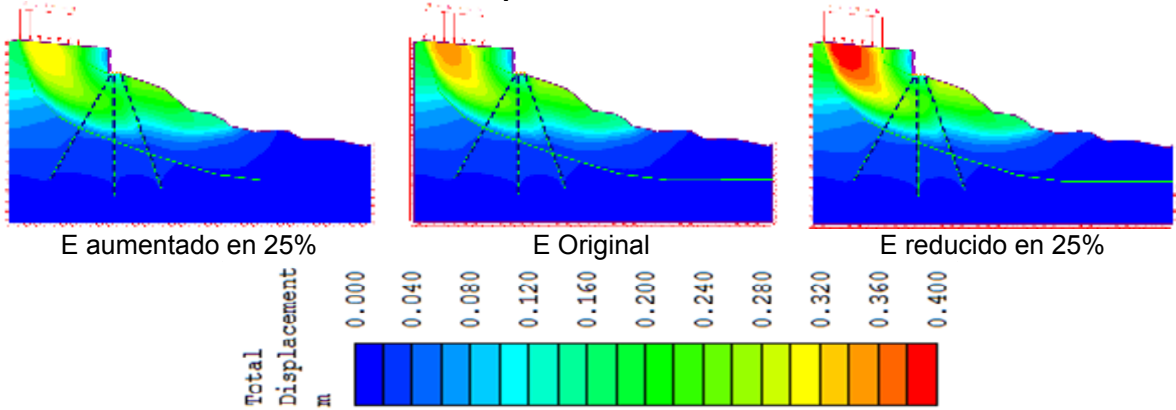


La variación del módulo de elasticidad no hace variar el factor de seguridad, pero sí determina cambios significativos en el esquema de deformación final. (Ver Ilustración 32.).

Un aumento del módulo de elasticidad del 25% en los suelos, disminuye las deformaciones en un 12%.

Una disminución del módulo de elasticidad en los suelos, aumenta las deformaciones en un 15%.

Ilustración 32. Deformaciones en talud para diferentes cambios en el módulo de elasticidad.



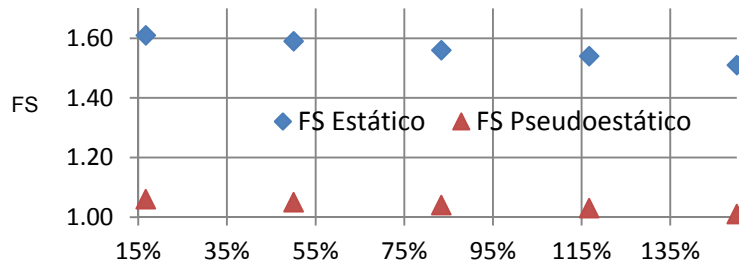
Fuente: Autor

1.3 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE POISSON DE LOS SUELOS

Se procede de modo similar al caso anterior, los resultados se muestran a continuación:

Tabla 23. Resultados de análisis de sensibilidad al cambio de módulo de Poisson de los suelos.

Análisis de sensibilidad del FS al cambio de módulo de Poisson de los suelos						
No	%* μ	μ_1	μ_2	FS Estático	FS Pseudoestático	Normalización FS Óptimo
1	17%	0.05	0.05	1.61	1.06	1.06
2	50%	0.15	0.15	1.59	1.05	1.05
3	83%	0.25	0.25	1.56	1.04	1.03
4	117%	0.35	0.35	1.54	1.03	1.02
5	150%	0.45	0.45	1.51	1.01	1.00
Mínimo				1.51	1.01	1.00
Máximo				1.61	1.06	1.06



Fuente: autor

El rango de cambio del módulo de Poisson va desde 0 a 0.5, cero corresponde a un material ideal tipo corcho, en el cual, una deformación vertical no induce deformaciones laterales, el contraste de este material es de uno con módulo de Poisson de 0.5

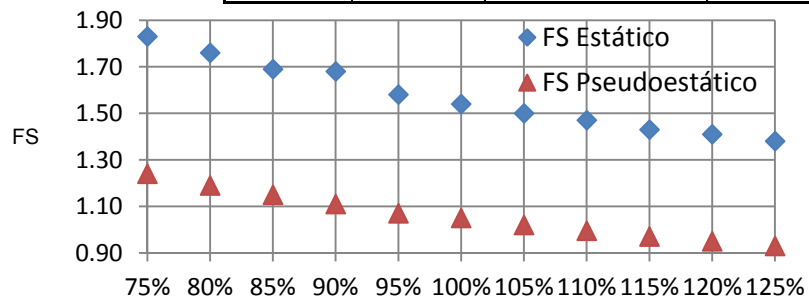
Para valores bajos de módulo de Poisson, se tienen factores de seguridad sustancialmente más altos.

1.4 VARIACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE LOS SUELOS

Se procede de modo similar al caso anterior, los resultados se muestran a continuación:

Tabla 24. Resultados de análisis de sensibilidad al cambio de peso específico de los suelos.

Análisis de sensibilidad del FS al cambio de módulo de peso específico de los suelos						
No	% * γ	γ_1	γ_2	FS Estático	FS Pseudoestático	Normalización FS Óptimo
1	100%	17.0	18.0	1.54	1.05	1.12
2	105%	17.9	18.9	1.50	1.02	1.09
3	110%	18.7	19.8	1.47	1.00	1.07
4	115%	19.6	20.7	1.43	0.97	1.04
5	120%	20.4	21.6	1.41	0.95	1.02
6	125%	21.3	22.5	1.38	0.93	1.00
7	95%	16.2	17.1	1.58	1.07	1.15
8	90%	15.3	16.2	1.68	1.11	1.21
9	85%	14.5	15.3	1.69	1.15	1.23
10	80%	13.6	14.4	1.76	1.19	1.28
11	75%	12.8	13.5	1.83	1.24	1.33
Mínimo				1.38	0.93	1.00
Máximo				1.83	1.24	1.33



Fuente: autor

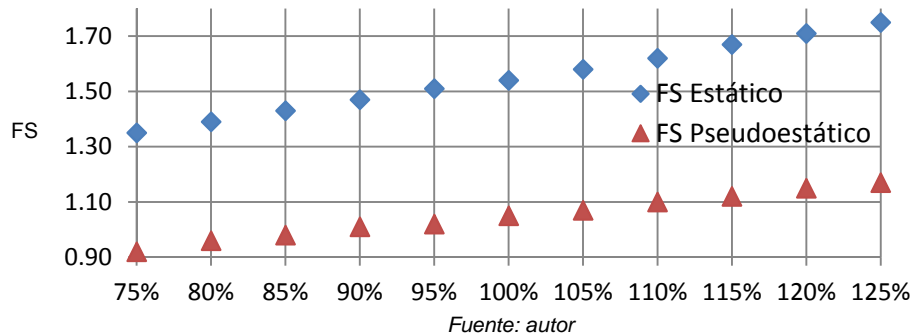
Como se esperaba, los suelos pesados inducen mayores tensiones y pueden ser menos estables si su estado es suelto o blando. Un cambio del 25% en el peso de los suelos, disminuye en un 12% el FS.

1.5 VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LOS SUELOS

Se procede de modo similar al caso anterior, los resultados se muestran a continuación:

Tabla 25. Resultados de análisis de sensibilidad al cambio de ángulo de fricción de los suelos.

Análisis de sensibilidad del FS al cambio de ángulo de fricción de los suelos						
No	% * ϕ	ϕ_1	ϕ_2	FS Estático	FS Pseudoestático	Normalización FS Óptimo
1	100%	15.0	33.0	1.54	1.05	1.14
2	105%	15.8	34.7	1.58	1.07	1.17
3	110%	16.5	36.3	1.62	1.10	1.20
4	115%	17.3	38.0	1.67	1.12	1.23
5	120%	18.0	39.6	1.71	1.15	1.26
6	125%	18.8	41.3	1.75	1.17	1.28
7	95%	14.3	31.4	1.51	1.02	1.11
8	90%	13.5	29.7	1.47	1.01	1.09
9	85%	12.8	28.1	1.43	0.98	1.06
10	80%	12.0	26.4	1.39	0.96	1.04
11	75%	11.3	24.8	1.35	0.92	1.00
Mínimo				1.35	0.92	1.00
Máximo				1.75	1.17	1.28



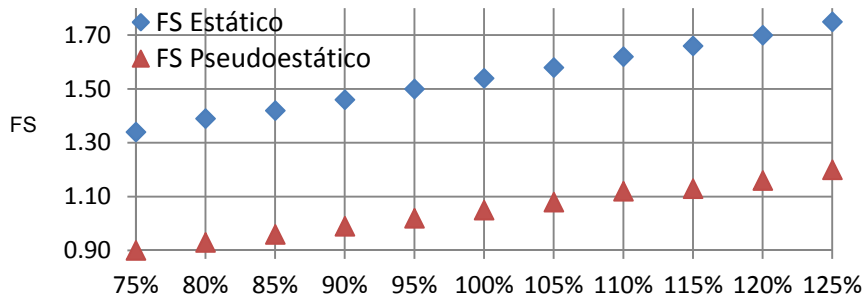
Al disminuir el ángulo de fricción de los suelos en un 25%, se disminuye el *FS* en un 14%.

1.6 VARIACIÓN DE LA COHESIÓN DE LOS SUELOS

Se procede de modo similar al caso anterior, los resultados se muestran a continuación:

Tabla 26. Resultados de análisis de sensibilidad al cambio de cohesión de los suelos.

Análisis de sensibilidad del FS al cambio de cohesión de los suelos						
No	% * C	C1	C2	FS Estático	FS Pseudoestático	Normalización FS Óptimo
1	100%	10.0	18.0	1.54	1.05	1.05
2	105%	10.5	18.9	1.58	1.08	1.08
3	110%	11.0	19.8	1.62	1.12	1.12
4	115%	11.5	20.7	1.66	1.13	1.13
5	120%	12.0	21.6	1.70	1.16	1.16
6	125%	12.5	22.5	1.75	1.20	1.20
7	95%	9.5	17.1	1.50	1.02	1.02
8	90%	9.0	16.2	1.46	0.99	0.99
9	85%	8.5	15.3	1.42	0.96	0.96
10	80%	8.0	14.4	1.39	0.93	0.93
11	75%	7.5	13.5	1.34	0.90	0.90
Mínimo				1.34	0.90	0.90
Máximo				1.75	1.20	1.20



Fuente: autor

Al disminuir la cohesión de los suelos en un 25%, se disminuye el *FS* en un 16%.

De acuerdo a las modelaciones planteadas, se observa que la incidencia que tienen las variables de parámetros de resistencia y peso específico de los suelos, son los que más afectan las variables de salida. Por este motivo las campañas de laboratorio y ensayos de campo en geotecnia son de vital importancia para poder estimar parámetros coherentes. Sin embargo, se ha detectado también que la geometría del talud, y sus pendientes tienen una fuerte incidencia en el cálculo de *FS*.

Los modelos aquí planteados y sus resultados, provienen del caso de estudio, así que, las proporciones de variación aquí expuestas, corresponden a un sitio específico, de todos modos, el manera en cómo afectan los factores, resulta coincidir en casi todos los casos.

2. CAMBIO EN EL DESPLAZAMIENTOS POR VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE ENTRADA EN LAS MODELACIONES GEOTÉCNICAS CON RS3

Esta parte del anexo, muestra los resultados de la modelación en tres dimensiones del caso de estudio del proyecto, para esto se ha utilizado el programa de Elementos Finitos en tres dimensiones *RS3*.

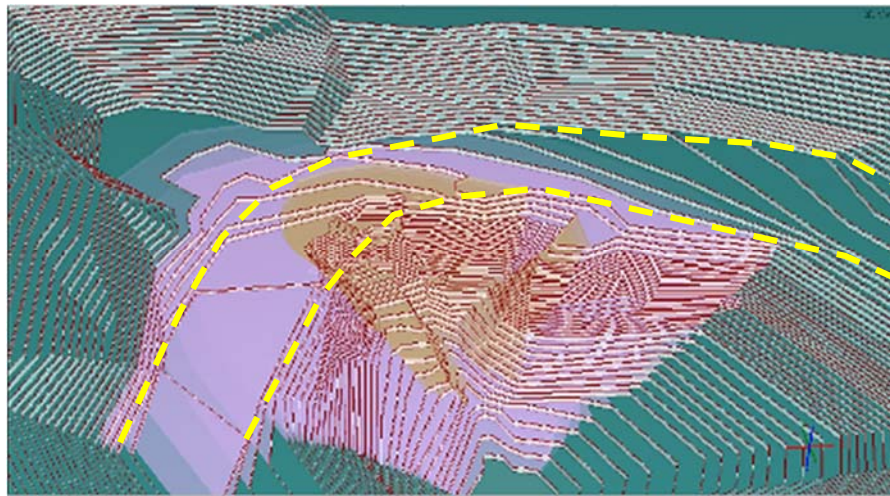
Los modelos realizados permiten observar los cambios a nivel esfuerzo-deformación y con esto verificar que cambios al diseño podrían ser beneficiosos y cuáles no.

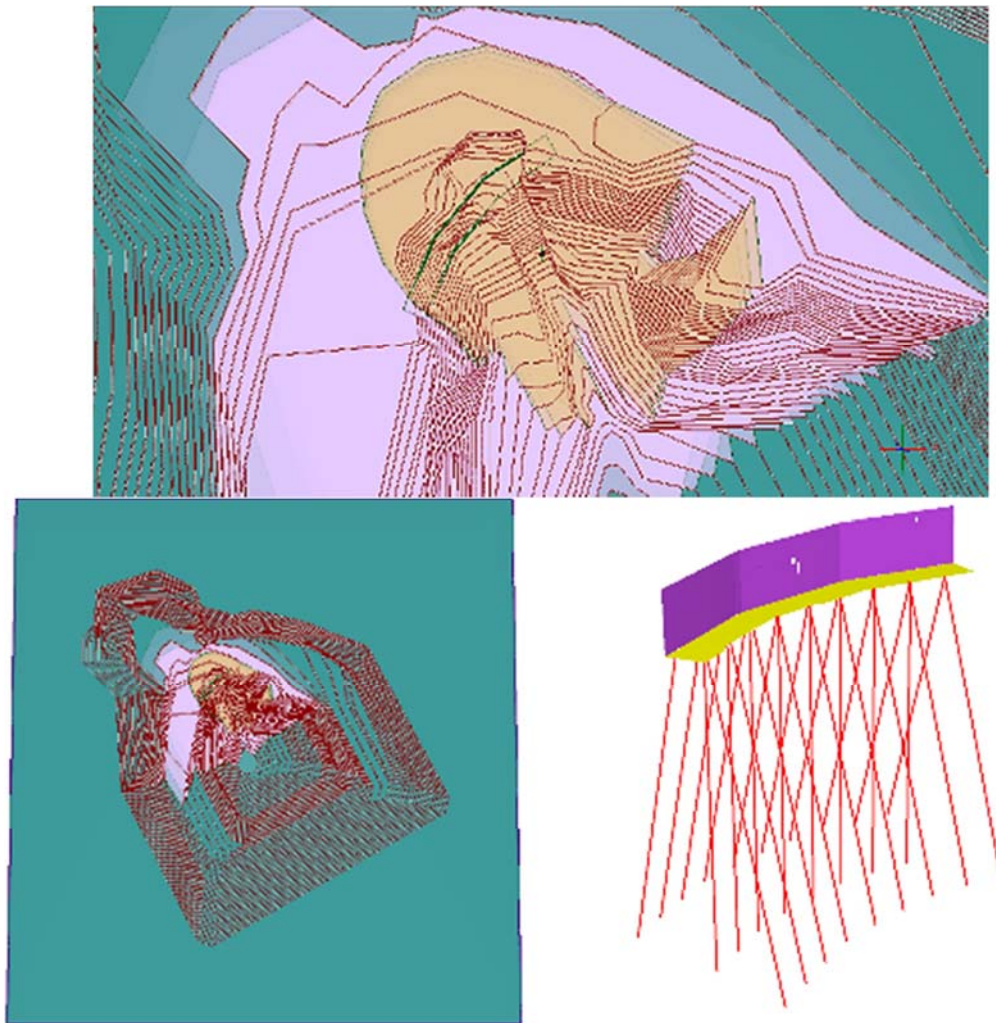
2.1 Construcción del modelo

El programa *RS3* cuenta con una metodología de introducir la geometría tridimensional haciendo uso de los “slices”, que se explican geoméricamente como un tipo de “tajada” horizontal o vertical.

Se han utilizado *slices* horizontales con la forma de las curvas de nivel, según la topografía existente. Hay que tener en cuenta que estos *slices* deben ser cerrados, y por tanto el talud se ha modelado como una pared interna dentro de una excavación a cielo abierto. Ver Ilustración 33.

Ilustración 33. Geometría de la modelación en 3D en *RS3* de Rocscience.





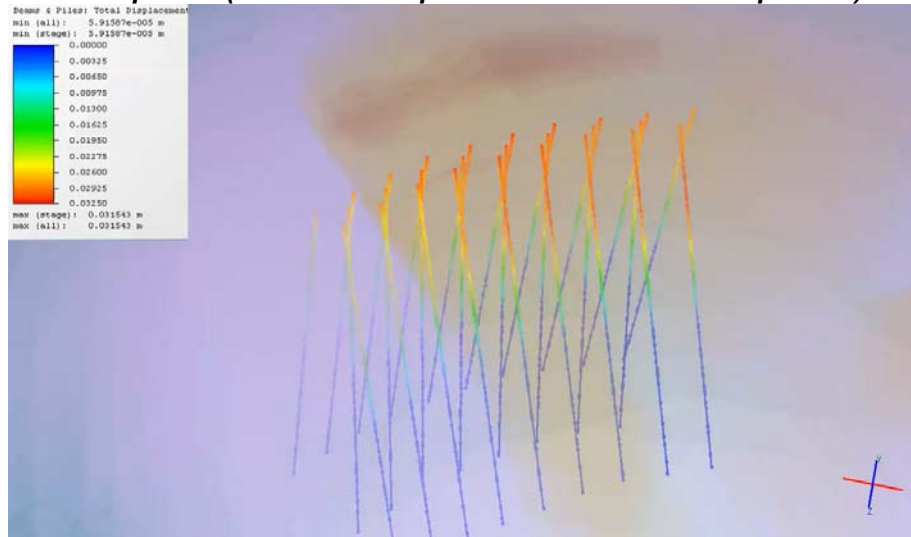
Fuente: autor

Una vez realizada la introducción de geometría, se implementan los materiales con los mismos parámetros ya vistos antes, además, se introducen las condiciones de carga por gravedad, para luego definir el enmallado y restricciones de contorno. Este programa es similar a Phase 2, pero más complejo por que aparece la tercera dimensión, provocando que los tiempos dedicados a modelamiento geométrico sean particularmente largos, a su vez, los tiempos de cálculo suelen ser también muy extensos.

2.2 Resultados

El programa permite visualizar respuestas de esfuerzos, desplazamientos y deformaciones en los elementos estructurales (ver Ilustración 34), y en los elementos de suelo por medio de visualización de los contornos exteriores o mediante secciones transversales.

Ilustración 34. Ejemplo de resultados en RS3. Desplazamientos totales en el cuerpo de los micropilotes (al fondo las capas de suelo en tono transparente).



Fuente: autor

Por observación de la anterior ilustración, se detecta que los mayores desplazamientos ocurren en la cabeza de los micropilotes, siendo exigidos estructuralmente aún, los micropilotes centrales.

Tabla 27. Desplazamientos totales en diferentes modificaciones al diseño original.

Nombre Modelo	Característica evaluada	Rango de valores de desplazamientos totales en el área afectada (m)
0a	Modelo inicial en las condiciones de diseño normales.	0.010-0.0328771
1a	Se varió la inclinación de los micropilotes a 20° respecto a la vertical.	0.015-0.0622093
1b	Se varió la inclinación de los micropilotes a 10° respecto a la vertical.	0.015-0.0622142
1c	Se varió la inclinación de los micropilotes a 5° respecto a la vertical.	0.015-0.0622026
1d	Se varió la inclinación de los micropilotes a 0° respecto a la vertical.	0.015-0.062145
2a	Se aumentó el módulo de elasticidad del suelo suelto a 7000kPa.	0.015-0.0529997
2b	Se disminuyó el módulo de elasticidad del suelo suelto a 3000 kPa.	0.020-0.084132
3a	Se cambió el elemento de triangulación de 4 a 10 nodos.	NO CONVERGE
4a	Se sobrediseñaron los parámetros de los micropilotes.	0.015-0.0556014
5a	Modelamiento con sismo de 0.15 en X.	0.03-0.127241
6a	Se disminuyó la longitud de los micropilotes a 10 m.	0.02-0.062221
6b	Se disminuyó la longitud de los micropilotes a 5 m.	0.02-0.0622273

Fuente: autor

Se observa que uno de los parámetros que tiene mayor incidencia en el cálculo de los desplazamientos, es lógicamente el módulo de elasticidad; en cuanto a la variación de la geometría de posición en los micropilotes, no se observó que ésta fuera determinante en este análisis, queda de todos modos pendiente una revisión de si el tamaño del refinamiento de la malla tenga bastante repercusión en esto, debido a que en el análisis de Phase 2d, se presentaron variaciones importantes.

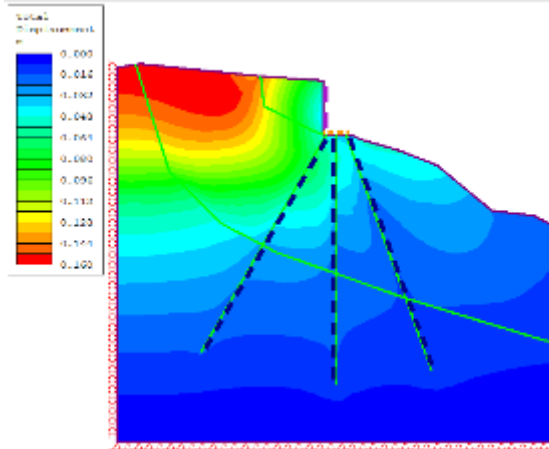
La introducción al modelo de un parámetro de sismo produce desplazamientos cuatro a cinco veces mayores que sin sismo.

Si el tamaño del elemento de malla es pequeño, el número total de elementos finitos será elevado y, en consecuencia, el costo computacional será mayor, siendo a veces imposible llevar el modelo a fase de cálculo.

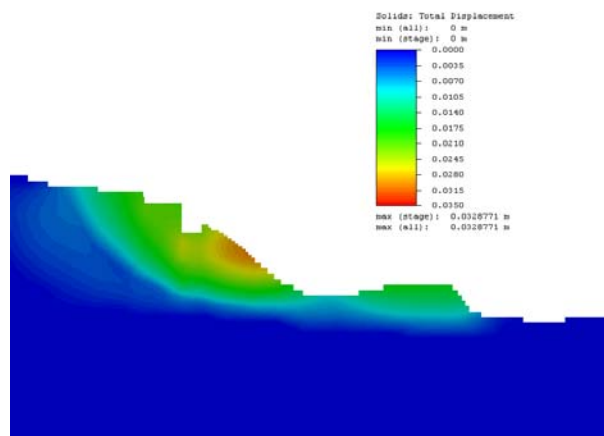
3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE MODELOS 2D Y 3D

Se encontró que las estimaciones realizadas en el modelo 2d (sin cargas), superan por cuatro veces las realizadas en el modelo 3d, esto se sugiere, que el arreglo tridimensional del modelo, actúa favorablemente por la forma cóncava del talud (ver **Anexo G**) en la determinación de desplazamientos. Ver Ilustración 35.

Ilustración 35. Comparación de resultados de desplazamientos en modelos 2d y 3d.



Modelo 2d Phase 2,
desplazamientos máximos de
0.08 m en área de
micropilotes



Modelo 3d RS3,
desplazamientos máximos de
0.02 m en área de
micropilotes

Fuente: autor

ANEXO C

Registro fotográfico temporal del sitio caso de estudio

1. ANÁLISIS TEMPORAL DE LA INESTABILIDAD GEOTÉCNICA

La inestabilidad en el talud del PR 11+200, fue reportada en mayo del año 2011. En este momento, el problema consistía en un muro de contención en ciclópeo fallado, debido a la falta de capacidad de soporte por presencia de rellenos y suelos sueltos, la saturación del suelo con su respectiva pérdida de resistencia, y en alguna medida las cargas de tránsito pesado; el problema se intensificó con el tiempo, ya que había un aporte de aguas de escorrentía directamente en la cárcava, convirtiéndose este problema en un aspecto erosivo.

En Octubre de 2011 se trató de estabilizar la corona del talud con una obra provisional consistente en pilotes de madera anclados, a modo de trincho, a su vez que se revistió una parte de la cárcava con concreto pobre, estas obras permitieron el paso de tránsito por la vía en esos meses. Una vez aprobado el estudio geotécnico, se procedió a realizar los ensayos SPT en octubre de 2011 y a su vez, la topografía del área afectada, luego en noviembre 2011 se entregaron las recomendaciones de la obra de estabilización.

Se realizó una visita en octubre, y se encontró que se reconfirmó el talud y se selló la cárcava, sin embargo, no estaba construido el muro de contención propuesto. En 2014 se tiene ya en servicio este tramo de vía, gracias a la funcionalidad de las obras recomendadas, que hasta el momento han cumplido satisfactoriamente con su propósito. (Ver Fotografía 5).

Fotografía 5. Análisis temporal del avance del problema geotécnico, hasta la construcción de la obra.





18-10-2011



19-10-2011



20-10-2011



30-12-2011



20-04-2014



20-04-2014



Fuente: Registro fotográfico Geotecnología y fuentes autor

En conclusión, se observó que problemas geotécnicos como el presentado aquí, son de carácter progresivo, y de no darles solución a tiempo, su manejo se vuelve más dispendioso, volviéndose cada vez más costosas las obras necesarias para la estabilización. Es recomendable estudiar los problemas geotécnicos una vez sean identificados y ante el inicio de los movimientos, tratar de estabilizarlos tempranamente, y con esto reducir los costos de infraestructura, pudiendo utilizar los recursos, en la estabilización de otros sitios críticos.

ANEXO D

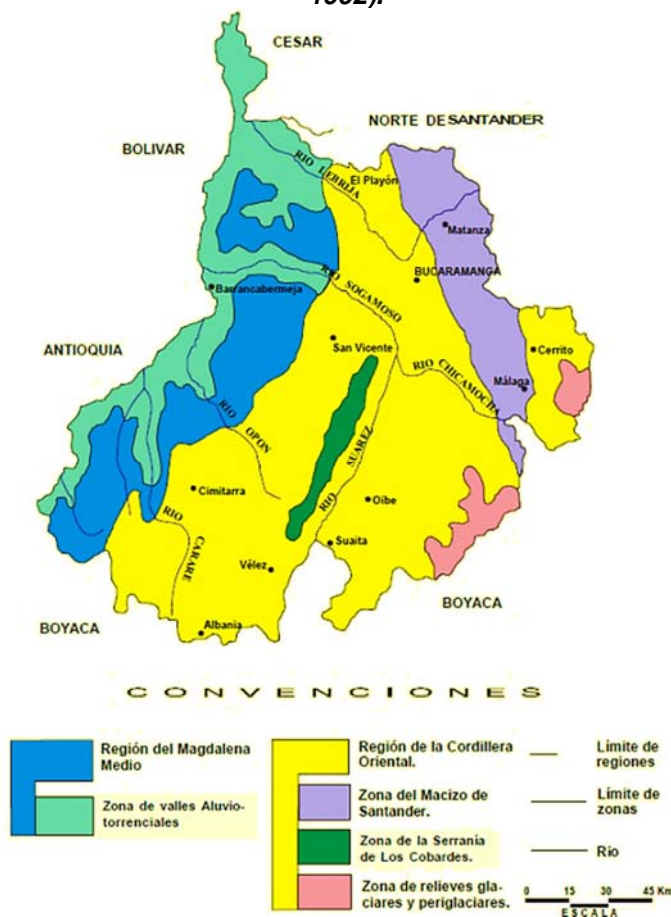
Geología del sitio caso de estudio

1. GEOLOGÍA DEL MACIZO DE SANTANDER Y SUELOS RESIDUALES

1.1 El macizo de Santander

Corresponde a una cadena montañosa localizada en el costado oriental de la falla Bucaramanga- Santa Marta. Gran parte se localiza en la vecindad de la ciudad de Bucaramanga (ver Ilustración 36). Este sistema geológico consiste principalmente en rocas metamórficas con intrusiones ígneas correspondientes a edades precámbricas (proterozoicas y paleozoicas) [7].

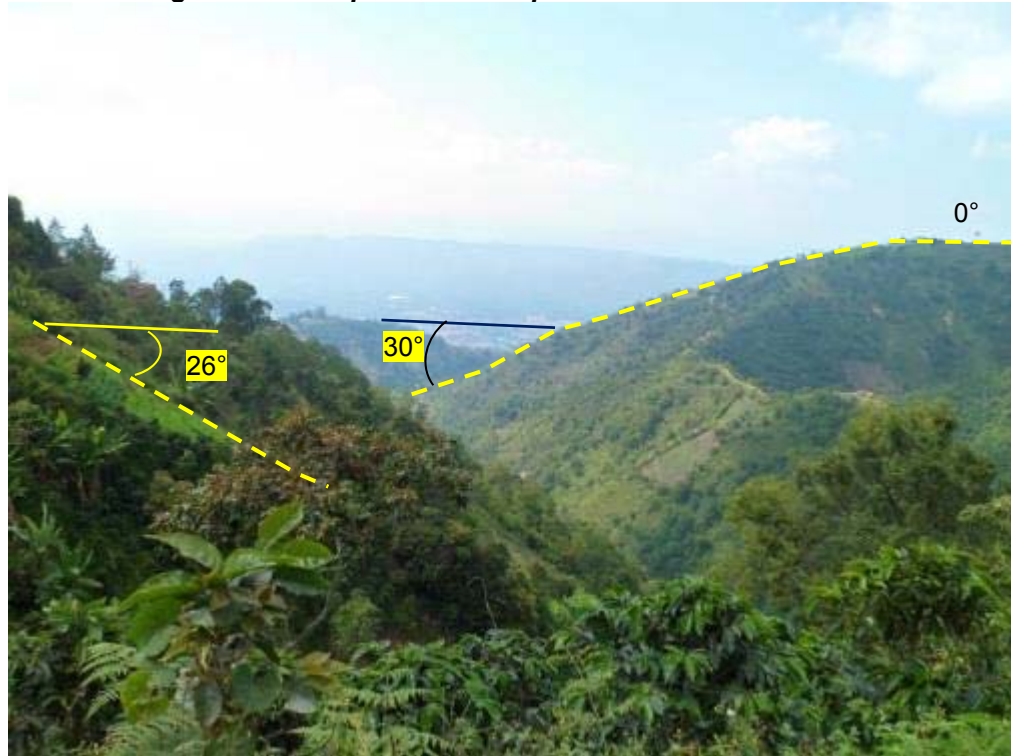
Ilustración 36. Regiones fisiográficas del departamento de Santander (adaptado de IGAC, 1992).



Fuente: Memoria Explicativa – Mapa Geológico Generalizado Departamento de Santander 2001, INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN E INFORMACIÓN GEOCIENTÍFICA, MINERO-AMBIENTAL Y NUCLEAR INGEOMINAS

El macizo de Santander, también se caracteriza por la presencia de gruesas capas de suelos residuales y pendientes altas, ver Fotografía 1.

Fotografía 6. Vista panorámica típica del macizo de Santander.



Fuente: Autor.

1.2 Geología del macizo de Santander en el sitio del caso de estudio

1.2.1 Rocas Metamórficas

- **Neis de Bucaramanga (PEb).**

Nombre propuesto por Goldsmith y otros (1971, en Ward et al. 1973), para el conjunto de rocas cristalinas de edad Precámbrico que aflora al oriente del Área Metropolitana. Se localiza al oriente del sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta, siendo su límite occidental fallado en dirección N30°W; de acuerdo a Mancera y Salamanca (1993), los mejores afloramientos se encuentran al oriente del cementerio Las Colinas, el barrio Pan de Azúcar, sobre la vía que conduce a las antenas de RCN, al oriente del barrio Los Alares y en el carreteable de la vereda Vericute (municipio de Floridablanca). Dicha unidad forma parte del Macizo de Santander, el cual se distingue por presentar relieve marcadamente sobresaliente por su elevada topografía, pendientes abruptas (entre 25° y 40°) y un patrón de drenaje dendrítico a subdendrítico y subparalelo.

Ésta unidad consta de rocas metamórficas de alto grado, con fábrica orientada y textura gruesa a media. Entre Floridablanca y Piedecuesta, la foliación tiene orientación variable, indicación de perturbaciones tectónicas severas, aunque con ligera tendencia hacia el noreste en la dirección del buzamiento de la foliación. Además, está compuesta, principalmente, de neis semipelítico, neis hornbléndico, anfibólita y esquisto; incluye

también zonas de migmatitas (Ward et al., 1973) y es posible la existencia de rocas cataclásticas, cerca de los planos de las fallas principales. También se han detectado pequeñas cantidades de mármol.

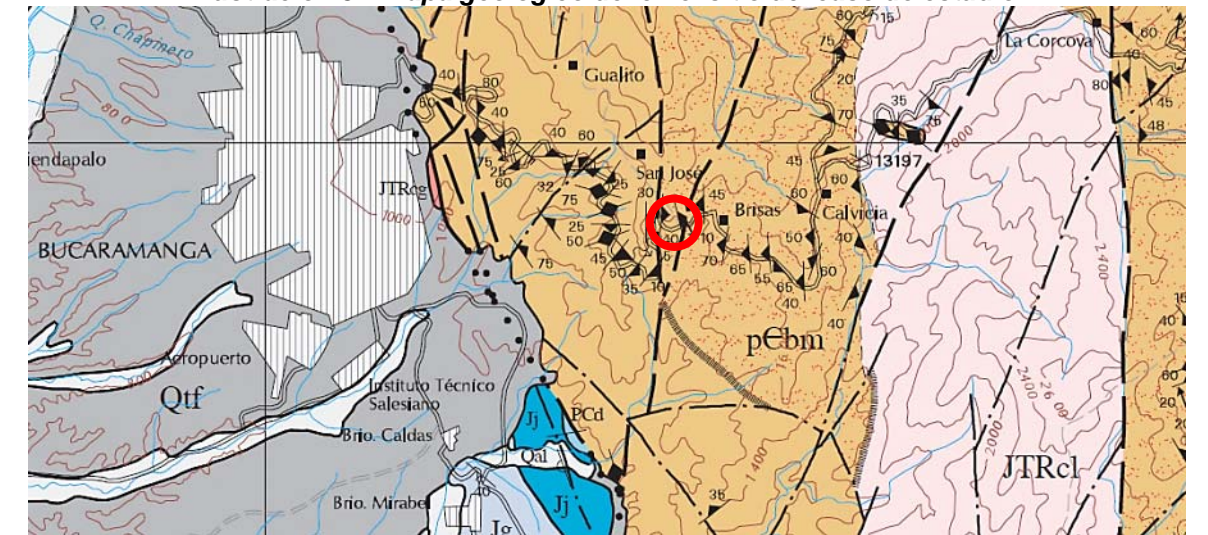
Se encuentran dos tipos de neis: Uno de color blanco a rosado, constituido esencialmente por plagioclasa, cuarzo y feldespato potásico (Chaparro y Guerrero 1991). Debido a su aspecto masivo y a la ausencia de estratificación, Ward et al. (1973), suponen un origen ígneo intrusivo primario y lo clasifican como Ortoneis. El otro es un paraneis, de color gris verdoso y alternancia de bandas máficas, principalmente anfibólicas y bandas félsicas cuarzofeldespáticas. De los minerales constituyentes el único que se conserva casi inalterado es el cuarzo y la muscovita; esta última se presenta en láminas muy finas. Los feldespatos y ferromagnesianos, por lo general, se encuentran en estado de meteorización alta.

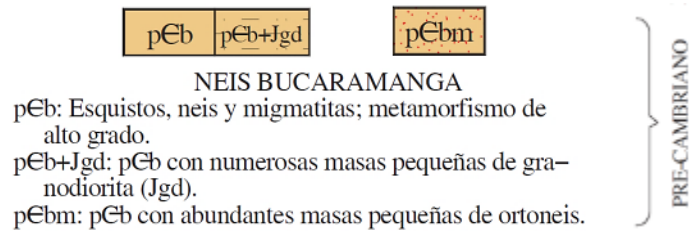
La mayoría de afloramientos del Neis de Bucaramanga se encuentran parcialmente saprolitizados, en estado de meteorización entre moderada y alta. Esta unidad litológica, en especial dentro de una franja aproximada de unos 500 metros paralela al sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta; se presenta intensamente fracturada y es altamente susceptible a fenómenos de remoción en masa que involucran saprolito y fragmentos de roca de tamaño diverso. Los desprendimientos ocurren en las laderas o cortes de talud y la roca superficial descompuesta es variable en espesor, con un promedio entre 3 y 8 metros.

Hacia el oriente del sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta, y sobre las cotas alrededor de 1400 y 1600 m.s.n.m, el Neis de Bucaramanga se presenta intruído por una masa de origen ígneo denominada Cuarzomonzonita de La Corcova (JRcg). Ward et al. (1973), le han asignado al Neis de Bucaramanga una edad de 940-945m.a, debido a que puede reflejar el ciclo de Orogenia del Pre-Cámbrico.

Para no restar precisión conceptual, el numeral 1.2.1 es tomado directamente de [10]

Ilustración 37. Mapa geológico del en el sitio del caso de estudio.





Fuente: Mapa geológico del cuadrángulo H-12, Bucaramanga- Ingeominas

1.2.2 Suelos residuales

Los suelos residuales son los que se forman en el sitio por procesos de meteorización física y química, y se desarrollan principalmente en condiciones tropicales húmedas, de meteorización química intensa (Reading, 1999). Algunos autores los denominan “suelos tropicales”, sin embargo, debe tenerse en cuenta que los suelos residuales también se encuentran en zonas no tropicales, aunque en menor proporción. Se conoce que el comportamiento ingenieril de los suelos residuales es muy diferente al de los suelos transportados y depositados. Sus propiedades especiales son una respuesta a la combinación de los ambientes encontrados en los trópicos relacionados con el clima, la lluvia, los regímenes de temperatura, la litología del material de roca parental, el movimiento del agua, las condiciones de drenaje, el relieve, la vegetación, la edad y los niveles de meteorización entre otros factores. Los deslizamientos en materiales meteorizados ocurren en diferentes ambientes geológicos y geomorfológicos. [3]

1.2.3 Deslizamientos típicos en suelos residuales (ejemplo de deslizamientos en el macizo de Santander)

Es común encontrar en la medianía del macizo de Santander, la presencia de deslizamientos activos, principalmente de carácter traslacional, y algunos con componente rotacional. Esto se debe a su estado mecánico y químico, que ha sido heredado de su historia de meteorización intensa, dando lugar a estratos profundos de suelos sueltos, debido a que la formación geológica del sitio, es de las más antiguas en el área y ha estado expuesta durante millones de años ante las inclemencias del clima tropical. Es posible corroborar esto con los ejemplos de la Fotografía 7.

Sumado a lo anterior, se tiene factores antrópicos en la pérdida de resistencia de los suelos residuales en el macizo de Santander (ver Fotografía 8).

Fotografía 7. Deslizamientos típicos con presencia de gruesas capas de suelos residuales en el macizo de Santander.



Fuente: Registro fotográfico Modificado - Geotecología-Ingeniero Jaime Suarez y fuentes de autor

Fotografía 8. Deslizamientos debidos en parte a la actividad agrícola intensiva.



Fuente: Autor

2. RESUMEN DE DATOS RELEVANTES DEL ESTUDIO GEOLÓGICO [A2]

2.1 Características geológicas generales del sector 1

En este tramo de la vía afloran materiales residuales de la formación Neis de Bucaramanga - Alto de los Padres (pCb – Alto de los Padres), los cuales están constituidos por paraneis (rocas metamórficas de origen sedimentario) con estructuras bandeadas. Ocasionalmente se encuentran depósitos de ladera conformados por bloques angulares. Los principales minerales presentes son cuarzo, feldespato, plagioclasa, biotita y ocasionalmente anfíboles. Las rocas se encuentran meteorizadas con desarrollo de perfil de suelo de espesor mayor a 5.0 metros y en ocasiones hasta de 15.0 metros. Los suelos residuales están compuestos principalmente por arenas limosas y arcillosas con presencia ocasional de bloques de roca. En la mayor parte del sector 1 se observa humedad en los materiales del suelo y ocasionalmente afloramientos pequeños de agua. En algunos sitios aislados aflora roca relativamente dura y fracturada.

Las pendientes generales de los taludes del sector son fuertes a medias. La pendiente de los taludes tiende a disminuir hacia la parte superior de las laderas. La forma de la ladera es curva convexa en la mayoría de los sitios.

La vegetación de la zona está conformada principalmente por pastizales, cultivos de frutas, café, plátano, arbustos, helechos, bambú y algunos árboles. Los árboles presentes se encuentran principalmente en las áreas de cañada.

2.2 Características geotécnicas generales del sector 1

Se presentan zonas pequeñas con evidencia de deslizamientos activos, los cuales están relacionados con la meteorización de los neis y la infiltración de agua en las temporadas de lluvias. En el PR10+000 se observa un deslizamiento de magnitud importante, la profundidad aproximada del deslizamiento es de 8.0 a 10.0 metros; es un deslizamiento con componente principal de traslación sobre una superficie con una pendiente de aproximadamente 30°. Se observan algunos hundimientos pequeños en la banca actual, los cuales están relacionados con la presencia de rellenos con compactación deficiente.

Se deben esperar deslizamientos medianos en los cortes de la vía, especialmente en las zonas donde los perfiles de meteorización se encuentran más profundos y donde se han presentado desprendimientos en la vía actual.

Se debe esperar concentración de agua subterránea subsuperficial en las temporadas de lluvias, especialmente en las zonas cercanas a las cañadas.

Tabla 28. Detalles geotécnicos obtenidos en el estudio geológico de la vía-Tramo 1.

Talud	Abscisa	Detalles Importantes
1-20	K10+670 a K10+770	Perfil de suelo residual de 12.0 metros de espesor. Se estima que la roca dura aparece a 18.0 metros.
1-21	K10+770 a K11+250	Perfil de suelo residual de 9.0 metros de espesor. Se estima que la roca dura aparece a 15.0 metros.
2-1	K 11+250 A K 11+390	Perfil de suelo residual de 14 metros de espesor. Se estima que la roca dura aparece a 20 metros.

En la tabla anterior, se ha marcado en negrilla el perfil geológico –geotécnico más cercano al talud estudiado, observando que los espesores de suelos residual no dista mucho del que se obtuvo en el estudio específico.

ANEXO E

Análisis de estudios previos del sitio caso de estudio

3. RESUMEN Y ANÁLISIS DE ESTUDIOS PRELIMINARES DEL SITIO CASO DE ESTUDIO

Bajo autorización de Geotecnología. SAS (Junio 2012), se expone a continuación, con fines académicos, los resultados y análisis del estudio geotécnico realizado por la misma empresa al talud escogido para las modelaciones geotécnicas, objeto de este proyecto (*Estudio Geotécnico, Estabilidad de taludes y Diseños de obras de estabilización de los sitios críticos de la vía Bucaramanga – Pamplona del PR 11+020 al PR 35+400, Sitio crítico PR 11+200*) presentado al INVIAS.

Así mismo, se expresan datos del estudio geológico del tramo 1 de la vía Bucaramanga-Cúcuta (*Estudio Geológico, Geotécnico, Estabilidad de taludes, Diseños de obras de estabilidad y Recomendaciones de las fundaciones de las obras especiales del proyecto de ampliación de la vía Bucaramanga – Pamplona del PR 8+000 al PR 48+000*), el cual fue entregado a los estudiantes de maestría en geotecnia con el fin de hacer un análisis de taludes de la zona para una salida de campo. La información presentada aquí, se ha ajustado al formato del actual trabajo, y se ha depurado para mostrar lo más importante, concerniente al presente proyecto.

3.1 ANÁLISIS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO [B2]

3.1.1 Descripción del problema

El problema trata sobre la inestabilidad del talud inferior en una curva que tenía un muro de contención en concreto ciclópeo el cual colapsó por acumulación de aguas provenientes de una cuneta; además, fueron determinantes, la pendiente del terreno, la concentración de aguas de escorrentía y en buena medida, el tránsito en la vía. Ver Fotografía 9.

Fotografía 9. Vista general de la inestabilidad

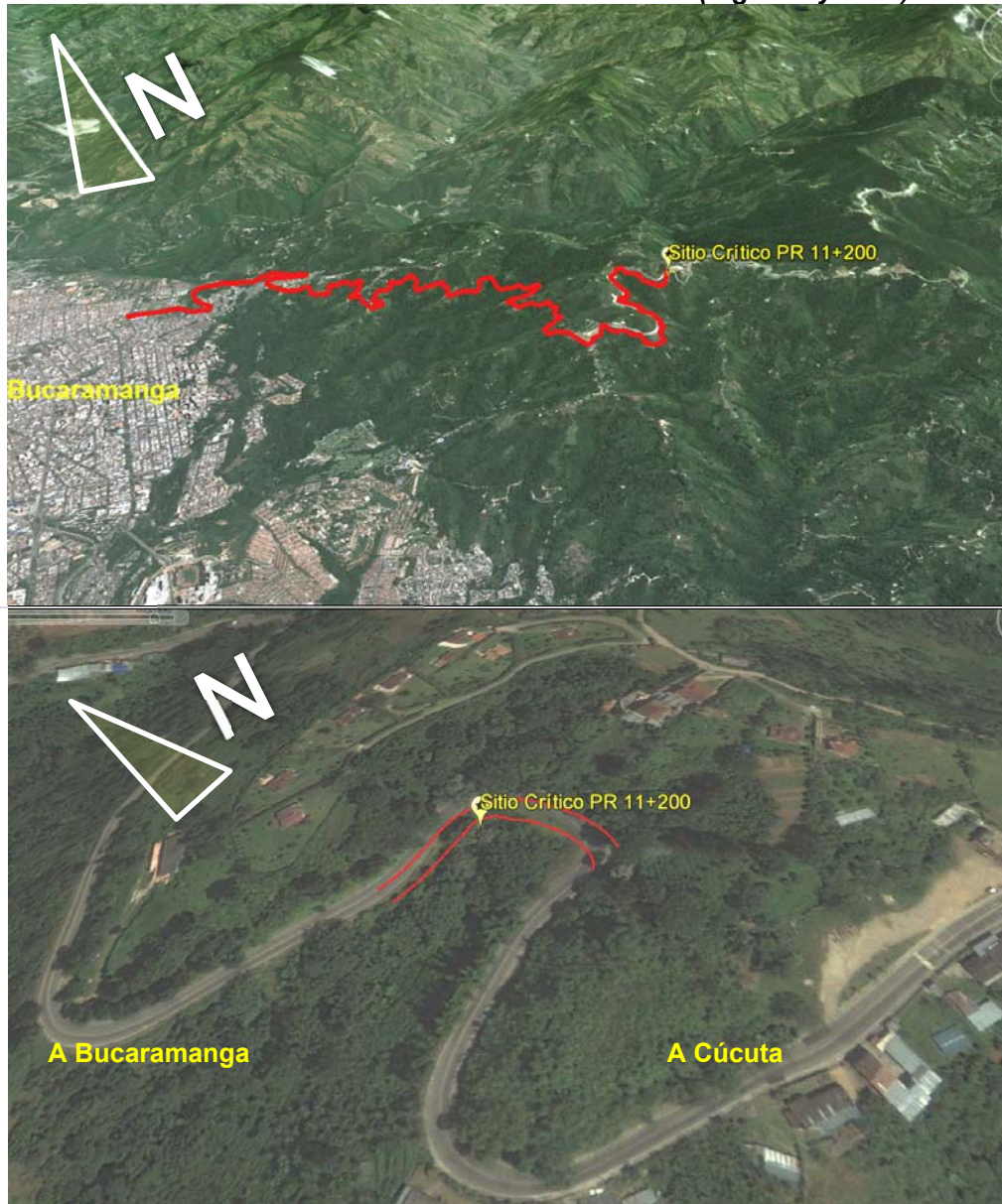


Fuente: Visitas de campo, Geotecnología. SAS.

3.1.2 Localización

El talud estudiado se encuentra localizado en el Kilómetro 11+200 de la vía Bucaramanga-Cúcuta, jurisdicción del municipio de Floridablanca, departamento de Santander. Ver Ilustración 38.

Ilustración 38. Localización del talud estudiado (regional y local).



Fuente: Autor


3.1.3 Topografía

El equipo utilizado para realizar el registro topográfico fue una estación total marca, TOTAL NTS-325, con precisión al segundo; con trípode en aluminio, prismas, Navegador GPs GARMIN, cintas métricas, porras, estacas, etc. En el levantamiento topográfico se utilizó el método de una poligonal abierta y levantamiento de detalles por radiación o nube de puntos. Se armó el equipo en diferentes deltas, e iniciando en el D-0 de la poligonal correspondiente a cada

levantamiento, radiando todos los detalles de la topografía del terreno, además de la vía, cunetas, muros, obras existentes, etc.

La información obtenida del levantamiento se procesó en el programa Civil Survey, generando las respectivas curvas de nivel cada 0.50 metros.

Tabla 29. Nube de puntos de la topografía tomada en el sitio, luego del colapso del muro de contención existente.

	YESID PINEDA VALERO T.P. N° 01-11424 C.P.N.T
CLIENTE : GEOTECNOLOGÍA S.A.S	PROYECTO : VÍA BUCARAMANGA CÚCUTA - DESLIZAMIENTO K11+200
TOPÓGRAFO : YESID PINEDA VALERO	FECHA : OCTUBRE DE 2011

D	N	E	COTA	DES	D	N	E	COTA	DES
1	1278844.8608	1110696.7232	1670.075	PN	129	1278836.0538	1110680.1520	1668.623	BCTA
2	1278850.8547	1110697.8540	1669.742	PN	130	1278835.9835	1110680.3392	1668.488	FCTA
3	1278851.4482	1110695.0886	1670.137	PN	131	1278835.5264	1110681.5562	1668.645	BV- BCTA
4	1278844.8584	1110694.2914	1669.949	PN	132	1278832.4375	1110689.7811	1669.418	BV
5	1278857.3655	1110696.0390	1670.411	PN	133	1278839.4511	1110691.9170	1669.749	BV
6	1278857.4020	1110698.2782	1669.967	CT-D	134	1278841.7381	1110683.7999	1669.070	BV- BCTA
7	1278864.4632	1110696.5519	1670.797	PN	135	1278842.1329	1110682.5613	1668.962	FCTA
8	1278864.3089	1110698.5806	1670.666	CT-D	136	1278842.1936	1110682.3707	1669.097	BCTA
9	1278869.4585	1110698.6541	1671.034	CT-D	137	1278847.8396	1110683.8879	1669.471	BCTA
10	1278872.1959	1110698.2714	1671.065	CT-D	138	1278847.7967	1110684.0833	1669.337	FCTA
11	1278875.6168	1110696.5990	1671.277	CT-D-BV	139	1278847.5175	1110685.3529	1669.478	BV- BCTA
12	1278875.6625	1110696.7993	1670.702	PN	140	1278845.5354	1110693.3099	1669.972	BV
13	1278879.5718	1110696.6228	1671.562	BV-CT-D	141	1278853.5580	1110694.4909	1670.300	BV
14	1278879.5213	1110696.8225	1671.224	PN	142	1278854.6799	1110686.5134	1670.040	BV- BCTA
15	1278879.6025	1110697.3959	1671.198	SDEO	143	1278854.8158	1110685.2205	1669.916	FCTA
16	1278877.8847	1110696.8127	1671.220	PN	144	1278854.8368	1110685.0216	1670.048	BCTA
17	1278879.5813	1110698.8791	1671.071	PN	145	1278862.4411	1110685.5761	1670.555	BCTA
18	1278881.4167	1110700.7464	1670.718	PN	146	1278862.4277	1110685.7757	1670.397	FCTA
19	1278880.6974	1110702.0846	1670.128	PN	147	1278862.3410	1110687.0728	1670.550	BV- BCTA
20	1278883.1287	1110699.6746	1671.031	PN	148	1278861.2954	1110695.1694	1670.644	BV
21	1278881.5622	1110697.9095	1671.185	PN	149	1278868.6533	1110695.8041	1670.951	BV
22	1278881.6879	1110697.7499	1671.724	BV-CT-D	150	1278869.7774	1110687.5701	1671.128	BV- BCTA
23	1278883.7241	1110701.2709	1669.835	SDEO	151	1278869.8641	1110686.2730	1670.997	FCTA
24	1278884.3257	1110701.0234	1670.032	PN	152	1278869.8775	1110686.0734	1671.136	BCTA
25	1278884.4746	1110700.8899	1671.915	BV-CT-D	153	1278877.4488	1110687.0984	1671.771	BCTA
26	1278882.6628	1110702.6165	1669.717	PN	154	1278877.3982	1110687.2918	1671.615	FCTA
27	1278881.1258	1110703.5144	1669.594	PN	155	1278877.0690	1110688.5495	1671.762	BV- BCTA
28	1278880.8736	1110703.3517	1668.387	PN	156	1278875.5197	1110694.4696	1671.404	PN
29	1278880.5294	1110702.3646	1668.389	PN	157	1278884.9500	1110690.2402	1672.176	BCTA
30	1278881.2311	1110705.4474	1669.504	PN	158	1278884.8476	1110690.4120	1672.026	FCTA
31	1278882.5517	1110707.0689	1669.758	PN	159	1278884.1822	1110691.5288	1672.217	BV- BCTA
32	1278882.5212	1110707.2666	1670.313	PN	160	1278881.4682	1110696.0841	1671.774	PN
33	1278885.2583	1110707.4867	1670.029	PN	161	1278885.5973	1110700.2824	1672.095	PN

D	N	E	COTA	DES	D	N	E	COTA	DES
34	1278886.2345	1110707.1221	1670.286	PN	162	1278889.9447	1110696.1088	1672.599	BV-BCTA
35	1278886.4504	1110707.2550	1672.240	BV-BCTA-CT	163	1278890.8825	1110695.2085	1672.410	FCTA
36	1278886.2123	1110705.1021	1672.143	BV-CT-D	164	1278891.0268	1110695.0700	1672.519	BCTA
37	1278886.0114	1110705.1048	1670.230	PN	165	1278895.5202	1110701.1839	1672.968	BCTA
38	1278885.5031	1110703.4145	1670.164	PN	166	1278895.3450	1110701.2803	1672.838	FCTA
39	1278886.1818	1110703.0710	1671.071	PN	167	1278894.2057	1110701.9065	1673.068	BV-BCTA
40	1278886.3884	1110703.0011	1672.244	BV-CT-D	168	1278888.2079	1110704.7181	1672.496	PN
41	1278884.9098	1110708.5536	1672.004	PN	169	1278885.4667	1110707.6223	1672.017	FCTA
42	1278884.4433	1110712.4859	1672.471	PN	170	1278885.4199	1110707.6398	1672.410	BCTA
43	1278883.6372	1110716.5905	1673.291	PN	171	1278885.2794	1110707.6923	1672.410	SARD
44	1278883.4385	1110721.8561	1671.786	PN	172	1278886.3356	1110710.5401	1672.730	SARD
45	1278882.2138	1110728.1589	1672.834	PN	173	1278886.4773	1110710.4908	1672.730	BCTA
46	1278884.4891	1110728.4699	1673.184	PN	174	1278886.5245	1110710.4744	1672.346	FCTA
47	1278882.3467	1110733.6816	1673.351	PN	175	1278887.5163	1110710.1297	1672.539	BV-BCTA
48	1278876.5290	1110730.5894	1672.782	PN	176	1278896.6598	1110707.9994	1673.450	BV-BCTA
49	1278875.5806	1110736.7586	1673.833	PN	177	1278897.9150	1110707.6612	1673.192	FCTA
50	1278879.5500	1110739.3942	1673.986	PN	178	1278898.1081	1110707.6092	1673.332	BCTA
51	1278876.4235	1110745.2933	1674.465	PN	179	1278899.0960	1110715.9413	1673.840	BCTA
52	1278873.8196	1110744.7159	1674.021	PN	180	1278898.8960	1110715.9359	1673.694	FCTA
53	1278870.0844	1110747.4974	1672.335	ALC-24	181	1278897.5965	1110715.9006	1673.928	BV-BCTA
54	1278870.0807	1110747.4825	1671.641	ALC-24	182	1278888.8498	1110716.0050	1673.100	BV-BCTA
55	1278861.6255	1110717.6546	1660.503	TQ	183	1278887.8064	1110716.1222	1672.838	FCTA
56	1278864.3391	1110736.3518	1664.682	PN	184	1278887.7567	1110716.1278	1673.230	BCTA
57	1278870.9735	1110745.7128	1671.668	ALC-24	185	1278887.6076	1110716.1445	1673.230	SARD
58	1278870.9852	1110745.7117	1672.160	ALC-24	186	1278886.2233	1110722.1341	1673.700	CR
59	1278869.5966	1110743.8766	1670.381	PN	187	1278887.5747	1110722.2690	1673.730	SARD
60	1278867.0782	1110745.3829	1669.622	PN	188	1278887.7239	1110722.2839	1673.730	BCTA
61	1278867.6108	1110743.8579	1668.336	PN	189	1278887.7737	1110722.2888	1673.337	FCTA
62	1278868.1358	1110740.5618	1667.037	PN	190	1278888.8185	1110722.3931	1673.517	BV-BCTA
63	1278866.8835	1110736.9498	1665.938	PN	191	1278897.2134	1110723.1055	1674.247	BV-BCTA
64	1278868.6096	1110737.2710	1667.697	PN	192	1278898.5075	1110723.2293	1674.099	FCTA
65	1278869.8383	1110740.9654	1668.976	PN	193	1278898.7066	1110723.2483	1674.260	BCTA
66	1278869.3537	1110734.1034	1668.290	PN	194	1278897.4914	1110731.1365	1674.643	BCTA
67	1278870.7239	1110730.8637	1668.065	PN	195	1278897.2958	1110731.0948	1674.496	FCTA
68	1278867.9901	1110731.2343	1666.764	PN	196	1278896.0245	1110730.8234	1674.624	BV-BCTA
69	1278867.6784	1110727.4582	1667.510	PN	197	1278888.1343	1110728.9680	1673.963	BV-BCTA
70	1278872.5758	1110726.4345	1671.735	PN	198	1278887.0940	1110728.8259	1673.790	FCTA
71	1278873.6293	1110722.5383	1671.828	PN	199	1278887.0445	1110728.8191	1674.190	BCTA
72	1278876.6229	1110722.0481	1668.948	PN	200	1278886.8958	1110728.7988	1674.190	SARD
72	1278876.6229	1110722.0481	1668.948	PN	201	1278885.7888	1110728.6475	1673.939	CR
73	1278871.3932	1110721.0450	1670.013	PN	202	1278884.2912	1110734.2629	1674.245	CR
74	1278868.8210	1110723.2053	1667.777	PN	203	1278885.6507	1110734.6581	1674.540	SARD
75	1278865.7107	1110724.4776	1665.806	PN	204	1278885.7947	1110734.7000	1674.540	BCTA
76	1278864.1375	1110723.3328	1664.873	AR-0.60	205	1278885.8428	1110734.7140	1674.157	FCTA
77	1278866.5274	1110720.1079	1665.914	PN	206	1278886.8510	1110735.0071	1674.316	BV-BCTA
78	1278869.4731	1110717.7739	1666.051	PN	207	1278894.1979	1110737.6307	1674.934	BV-BCTA
79	1278863.1922	1110719.6020	1663.710	PN	208	1278895.4344	1110738.0322	1674.799	FCTA
80	1278862.3367	1110724.1799	1662.157	PN	209	1278895.6246	1110738.0940	1674.939	BCTA
81	1278860.7929	1110730.1116	1662.898	PN	210	1278892.7827	1110745.9017	1675.261	BCTA
82	1278861.0675	1110728.8457	1661.429	PN	211	1278892.5987	1110745.8232	1675.131	FCTA

D	N	E	COTA	DES	D	N	E	COTA	DES
83	1278858.0934	1110724.5604	1660.501	PN	212	1278891.4031	1110745.3128	1675.316	BV-BCTA
84	1278858.9441	1110718.4611	1660.383	TQ	213	1278884.2687	1110741.6962	1674.712	BV-BCTA
85	1278858.4257	1110716.7374	1659.444	TQ	214	1278883.3251	1110741.2358	1674.505	FCTA
86	1278861.1070	1110715.9309	1659.764	TQ	215	1278883.2801	1110741.2139	1674.910	BCTA
87	1278863.3710	1110714.3737	1660.455	PN	216	1278883.1453	1110741.1481	1674.910	SARD
88	1278868.0616	1110713.0626	1661.591	PN	217	1278881.7020	1110740.4440	1674.881	CR
89	1278871.6056	1110711.3806	1662.275	PN	218	1278878.5322	1110745.5846	1675.164	CR
90	1278875.0289	1110710.3483	1663.421	PN	219	1278880.2741	1110746.6734	1675.210	SARD
91	1278874.2255	1110708.7734	1663.377	PN	220	1278880.1469	1110746.5939	1675.210	BCTA
92	1278872.8204	1110713.0733	1663.382	PN	221	1278880.3165	1110746.6999	1674.822	FCTA
93	1278874.0112	1110714.0342	1664.531	PN	222	1278881.2069	1110747.2564	1675.094	BV-BCTA
94	1278874.8192	1110716.4266	1665.963	PN	223	1278887.6999	1110751.7460	1675.694	BV-BCTA
95	1278876.3003	1110719.1342	1666.736	PN	224	1278888.7417	1110752.5236	1675.487	FCTA
96	1278878.1025	1110717.2266	1667.339	PN	225	1278888.9020	1110752.6432	1675.609	BCTA
97	1278879.2857	1110716.4197	1668.663	PN	226	1278883.2016	1110759.0349	1675.844	FCTA
98	1278877.8892	1110712.3854	1667.116	PN	227	1278882.0542	1110757.5572	1676.097	BV-BCTA
99	1278876.1461	1110710.1704	1666.157	PN	228	1278877.6137	1110751.3395	1675.386	BV-BCTA
100	1278874.5720	1110711.8309	1665.877	PN	229	1278876.9485	1110750.5271	1675.049	FCTA
101	1278879.9978	1110708.5428	1667.726	PN	230	1278876.9168	1110750.4884	1675.460	BCTA
102	1278877.8983	1110706.0062	1667.446	PN	231	1278876.8218	1110750.3723	1675.460	SARD
103	1278876.0809	1110703.7120	1667.316	PN	232	1278875.6300	1110748.9168	1675.405	CR
104	1278875.7907	1110701.1140	1667.693	PN	233	1278870.8795	1110751.5467	1675.603	CR
105	1278873.2719	1110703.8182	1666.162	PN	234	1278871.3809	1110753.2485	1675.700	SARD
106	1278873.7384	1110707.8871	1665.736	PN	235	1278871.4233	1110753.3924	1675.700	BCTA
107	1278870.3906	1110709.0547	1665.155	PN	236	1278871.4374	1110753.4404	1675.343	FCTA
108	1278868.5774	1110705.6572	1664.533	PN	237	1278871.7341	1110754.4476	1675.688	BV-BCTA
109	1278863.8169	1110704.1613	1665.213	PN	238	1278874.0110	1110762.1767	1676.481	BV-BCTA
110	1278866.8078	1110702.7491	1667.744	AR-0.30	239	1278874.4221	1110763.5725	1676.315	FCTA
111	1278868.3060	1110703.4816	1666.803	AR-0.30	240	1278874.4789	1110763.7650	1676.450	BCTA
112	1278864.1031	1110707.9946	1663.672	PN	241	1278885.2365	1110758.0387	1675.761	ALC-24
113	1278865.0757	1110711.0570	1663.717	PN	242	1278885.0901	1110757.7874	1675.802	ALC-24
114	1278864.6239	1110712.1608	1661.463	PN	243	1278885.1021	1110757.7883	1676.190	ALC-24
115	1278862.4026	1110712.0731	1662.704	PN	244	1278885.2377	1110758.0209	1676.190	ALC-24
116	1278859.3068	1110705.1606	1664.415	PN	245	1278886.0375	1110756.9961	1676.170	ALC-24
117	1278854.9197	1110702.9285	1665.696	PN	246	1278885.7789	1110756.9211	1676.170	ALC-24
118	1278847.2486	1110702.3324	1667.152	PN	247	1278885.7752	1110756.9096	1675.768	ALC-24
119	1278848.8311	1110705.5443	1663.853	PN	248	1278886.0545	1110756.9906	1675.886	ALC-24
120	1278850.3875	1110708.7034	1661.700	PN	249	1278883.7038	1110759.6817	1675.986	PN
121	1278852.9967	1110710.2769	1661.546	PN	250	1278885.8791	1110756.9398	1675.868	BCTA
122	1278850.1237	1110712.8885	1658.886	PN	251	1278886.3544	1110755.8946	1675.846	BCTA
123	1278851.7817	1110717.4600	1658.113	PN	252	1278886.1876	1110755.7831	1675.689	FCTA
124	1278854.6442	1110715.2382	1658.646	PN	253	1278885.1334	1110754.7653	1675.899	BV-BCTA
125	1278852.7907	1110713.5045	1659.911	PN	254	1278863.9356	1110737.7473	1666.160	PN
126	1278856.3236	1110712.1175	1660.879	PN	1000 0	1278896.3704	1110703.8741	1673.019	D-0
127	1278859.1233	1110711.2262	1662.126	PN	1000 1	1278867.0000	1110698.0000	1671.000	D-1
128	1278855.5665	1110709.1311	1662.535	PN					

Fuente: Modificado de Topografía - Estudio Geotécnico, Estabilidad de taludes y Diseños de obras de estabilización de los sitios críticos de la vía Bucaramanga – Pamplona del PR 11+020 al PR 35+400 Sitio PR 11+200

3.1.4 Ensayos de campo

En este estudio se realizaron dos sondeos con ensayo SPT (penetración estándar).

Tabla 30. Resultado de ensayos SPT.

Profundidad (metros)	SONDEO	
	1	2
	N golpes/pie	
0.0 a 0.5	3	3
0.5 a 1.0	2	5
1.0 a 1.5	7	4
1.5 a 2.0	5	7
2.0 a 2.5	5	4
2.5 a 3.0	6	4
3.0 a 3.5	5	7
3.5 a 4.0	5	5
4.0 a 4.5	9	9
4.5 a 5.0	13	12
5.0 a 5.5	11	21
5.5 a 6.0	15	17
6.0 a 6.5	28	15
6.5 a 7.0	30	12
7.0 a 7.5	49	8
7.5 a 8.0	65	9
8.0 a 8.5	40	11
8.5 a 9.0	43	21
9.0 a 9.5	55	15
9.5 a 10.0	80	57
10.0 a 10.5		R

Ilustración 39. Vista de labores de sondeo y localización en planta respecto a la cárcava.



Fuente: Estudios Geotecnología y Autor

3.1.5 Resultado de los ensayos de campo y clasificación manual

Tabla 31. Perfil geotécnico típico.

Profundidad (m)		Suelo	Limitaciones Geotécnicas
Desde	Hasta		
0.0	Variable desde 6.0 a 8.5	Suelo suelto, compuesto por arenas limosas algo permeables, algo húmedo, poco resistente, color marrón y naranja.	Suelo sueltos, susceptibles a deslizamientos y erosión.
Variable desde 6.0 a 8.5	Variable desde 7.0 a 9.5	Suelos residuales compuestos por arenas arcillosas, algo permeables, densas, algo húmedas, algo resistentes, color marrón, naranja y amarillo con presencia de gravas.	Suelos residuales medianamente resistentes y de baja cohesión; en condiciones de saturación son susceptibles a deslizamientos y erosión.
Variable desde 7.0 a 9.5	Profundidades no determinadas mayores a 11.0	Suelos residuales compuestos por arenas limosas, algo permeables, muy densas, algo húmedas, resistentes, color marrón, amarillo y rojo.	Suelos residuales duros, en condiciones de saturación son moderadamente susceptibles a deslizamientos y erosión.

Se utilizó el sistema de parámetros totales de resistencia, de acuerdo al sistema de Mohr-Coulomb obtenidos en los ensayos de Corte Directo Drenado.

Tabla 32. Parámetros de resistencia de suelos para modelación de estabilidades por Equilibrio Límite

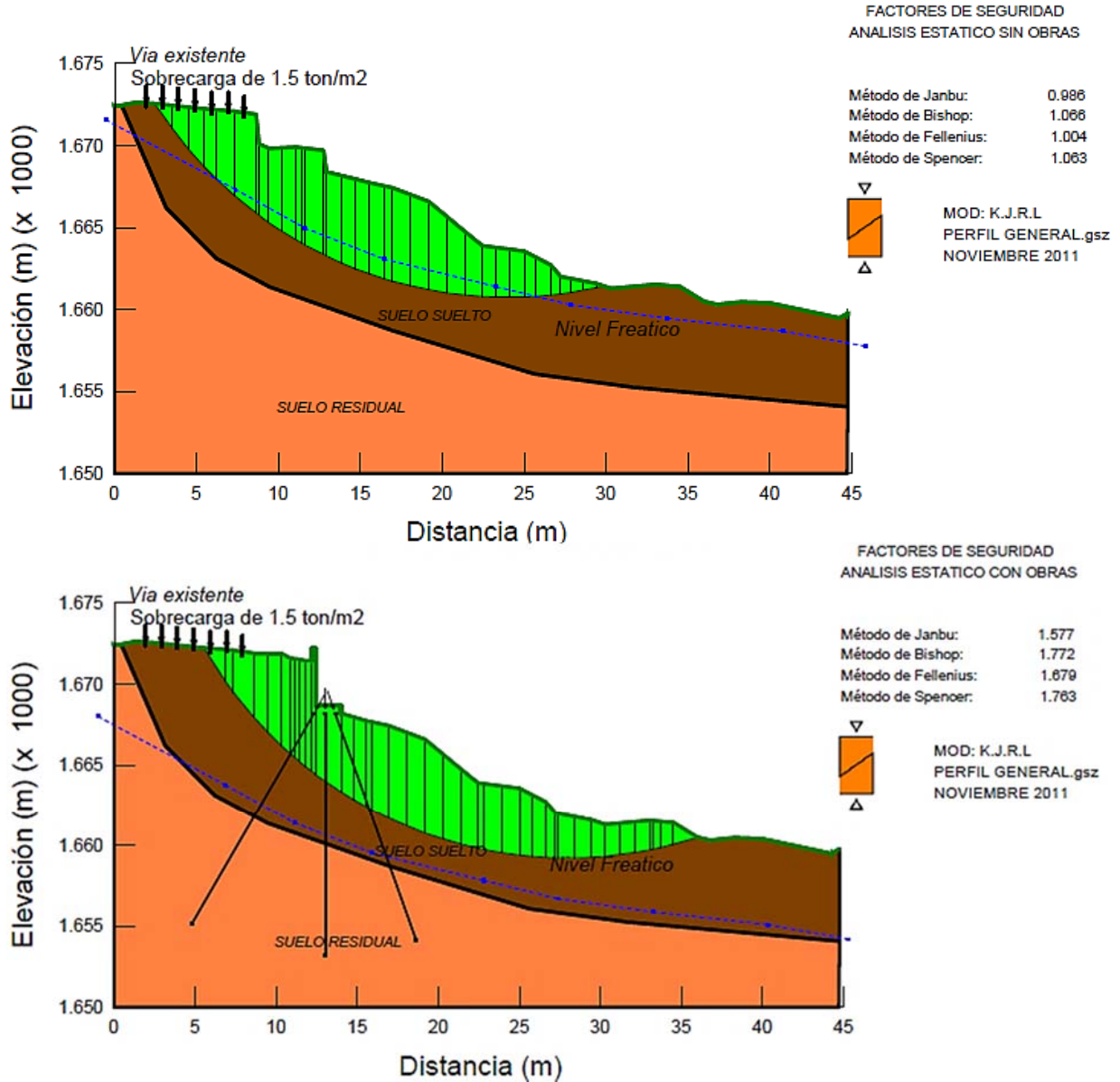
Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (kN/m ²)
Suelo Residual algo duro	18.0	33.0	18.0
Suelo Suelto	17.0	15.0	10.0

3.1.6 Resumen de los factores de seguridad obtenidos

Tabla 33. Factores de seguridad obtenidos mediante la herramienta Geoslope de GeoStudio Versión 2007

Análisis	F.S. Janbú	F.S. Bishop	F.S. Fellenius	F.S. Spencer
Falla del talud. Análisis Estático.	0.986	1.066	1.004	1.063
Falla del talud. Análisis dinámico con aceleración de 0.15g.	0.728	0.791	0.743	0.792
Talud con obras. Análisis Estático.	1.577	1.772	1.697	1.763
Talud con obras. Análisis dinámico con aceleración de 0.15g.	1.116	1.234	1.174	1.231

Ilustración 40. Geometría y Modelos de Equilibrio Límite evaluados (análisis estáticos).



3.1.7 Principal Obra recomendada

1. Muro-bordillo en concreto reforzado de 4.0 metros de altura y 19.40 metros de longitud en el sitio de la cárcava. El muro estará soportado por 29 micropilotes de 15.0 metros de longitud y 0.20 metros de diámetro.


ANEXO F

Resistencia estructural de secciones tubulares

COMPOSITE COLUMNS—CONCRETE-FILLED STEEL PIPE AND STRUCTURAL TUBING 5 - 111

$F_y = 36 \text{ ksi}$ COMPOSITE COLUMNS Steel pipe $f'_c = 3.5 \text{ ksi}$ Axial design strength in kips								
Steel Pipe	Nominal Diameter (in.)	12		10		8		
	Wall Thickness (in.)	0.500	0.375	0.500	0.365	0.875	0.500	0.322
	Wt./ft	65.42	49.56	54.74	40.48	72.42	43.39	28.55
	F_y	36 ksi						
Effective length KL (ft) with respect to radius of gyration	0	862	733	681	564	746	507	384
	6	847	720	665	550	718	489	370
	7	842	716	660	545	708	482	365
	8	836	711	653	540	697	475	359
	9	829	705	646	534	684	467	353
	10	822	698	638	527	671	458	346
	11	814	691	629	520	656	448	338
	12	805	684	620	512	640	438	330
	13	796	675	610	503	623	427	322
	14	786	667	599	494	606	415	313
	15	775	658	587	485	588	403	304
	16	764	648	576	475	569	390	294
	17	752	638	563	464	549	377	284
	18	739	627	550	454	529	364	274
	19	727	616	537	442	509	351	264
	20	713	604	523	431	488	337	254
	22	686	580	495	407	447	309	232
	24	656	555	466	383	405	281	211
	26	626	529	436	358	365	254	191
	28	595	502	406	333	325	228	170
30	563	475	376	308	288	202	151	
32	531	448	347	284	253	178	133	
34	499	420	318	260	224	158	118	
36	467	393	290	236	200	141	105	
38	436	366	263	214	179	126	94	
40	405	339	237	193	162	114	85	
Properties								
r_m (in.)	4.33	4.38	3.63	3.67	2.76	2.88	2.94	
$\phi_b M_p$ (kip-ft)	203	155	142	106	143	89.2	60.0	
$P_e (KL)^2 / 10^4$ (kip-ft ²)	89.8	75.1	51.0	41.4	34.8	24.5	18.3	

Note: Heavy line indicates KL / r of 200.

		 COLUMNS Standard steel pipe Design axial strength in kips ($\phi = 0.85$)							
		$F_y = 36 \text{ ksi}$							
Nominal Dia.		12	10	8	6	5	4	3½	3
Wall Thickness		0.375	0.365	0.322	0.280	0.258	0.237	0.226	0.216
Weight per ft		49.56	40.48	28.55	18.97	14.62	10.79	9.11	7.58
F_y		36 ksi							
Effective length KL (ft)	0	447	364	257	171	132	97	82	68
	6	440	357	249	162	122	86	70	56
	7	438	354	246	159	118	82	67	52
	8	436	351	243	155	115	78	63	48
	9	433	348	239	151	111	74	58	43
	10	429	344	235	147	108	70	54	39
	11	426	340	231	142	102	65	49	35
	12	422	336	227	138	97	60	45	30
	13	418	331	222	133	92	55	40	26
	14	413	326	216	127	86	51	36	23
	15	409	321	211	122	81	46	32	20
	16	404	315	205	116	76	41	28	17
	17	399	309	199	111	71	37	25	15
	18	393	303	193	105	66	33	22	14
	19	387	297	187	99	61	30	20	12
	20	381	291	181	94	56	27	18	
	22	369	277	168	83	47	22	15	
	24	356	263	155	72	39	19		
	25	349	256	149	67	36	17		
	26	342	249	142	62	33			
28	328	234	129	53	29				
30	313	219	117	47	25				
31	306	212	111	44	23				
32	298	205	105	41					
34	283	190	93	36					
36	268	176	83	32					
37	260	169	79	31					
38	253	162	75						
40	237	148	67						
Properties									
Area A (in. ²)		14.6	11.9	8.40	5.58	4.30	3.17	2.68	2.23
I (in. ⁴)		279	161	72.5	28.1	15.2	7.23	4.79	3.02
r (in.)		4.38	3.67	2.94	2.25	1.88	1.51	1.34	1.16

Note: Heavy line indicates Kl / r of 200.

ANEXO G

Especificaciones de construcción

1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas recomendadas corresponden a las exigidas por el INVÍAS. Se muestra su equivalente en la norma ASTM.

Tabla 34. Especificaciones técnicas empleadas.

Ítem	Norma INVÍAS	ASTM
Concreto/Lechada	630-07	C150
Filtros	673-02	
Acero de refuerzo	640-07	A615

ANEXO H

Cantidades de obra

1. CANTIDADES DE OBRAS APROXIMADAS

Tabla 35. Cantidades de Obra aproximadas.

Ítem	Obra	Cantidad	Und
Concreto	Muro de contención	48	M3
Lechada	Micropilotes	15	M3
Acero de refuerzo	Muro	3500	Kg
	Micropilotes	2500	Kg
Perforación	Micropilotes	435	m
Tubo PVC 1/2	Lloraderos Muro	20	m
Tubería ranurada	Drenes de penetración	90	m
Recebo	Relleno detrás del muro	25	m3
Grava	Filtro detrás del muro	5	m3

ANEXO-I

Plano (Adjunto en CD)

ANEXO J

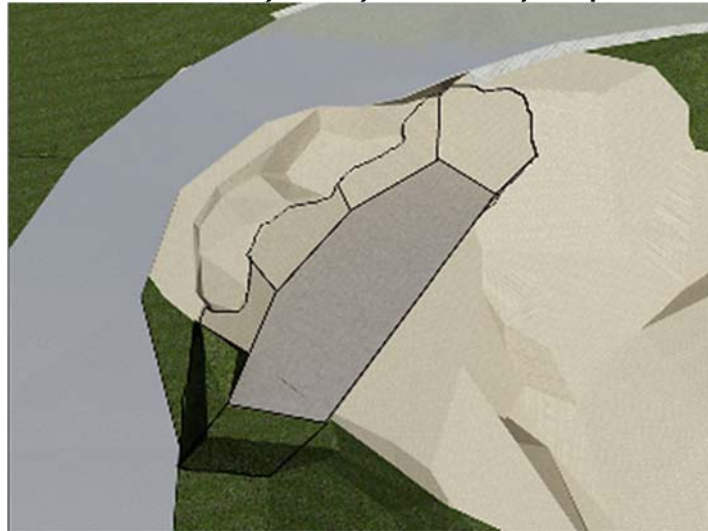
Proceso constructivo sugerido

PROCESO CONSTRUCTIVO SUGERIDO

Para la construcción del sistema de estabilización de talud, muro-micropilotes, se sugiere el siguiente proceso constructivo:

1. Señalización de tránsito preventiva en el sitio, cerramiento con conos y cinta de seguridad. Instalación de señales a la entrada y salida de la curva del talud en mantenimiento, por lo menos 100 metros antes y después del mismo.
2. Desabombe del material superficial más suelto, incluyendo la corona del talud.
3. Conformación de una terraza (se sugiere la instalación de un trincho temporal en madera), como espacio para la construcción de micropilotes y soporte de máquina perforadora. Esta terraza se debe compactar manualmente con pisones (ver Ilustración 42).

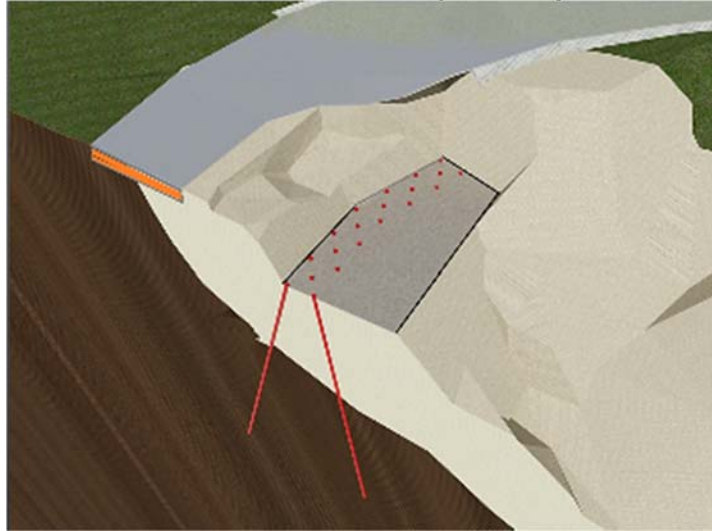
Ilustración 42. Terraza para soporte de máquina perforadora.



Fuente: Autor

4. Instalación y puesta en marcha de una máquina perforadora, e inicio de perforaciones, según se indica en el plano de construcción.
 5. Simultáneamente, en la perforación se instalan los refuerzos de acero dentro de las perforaciones, luego se efectúa la inyección de lechada con una presión promedio de 1000kPa (ver Ilustración 43).
-

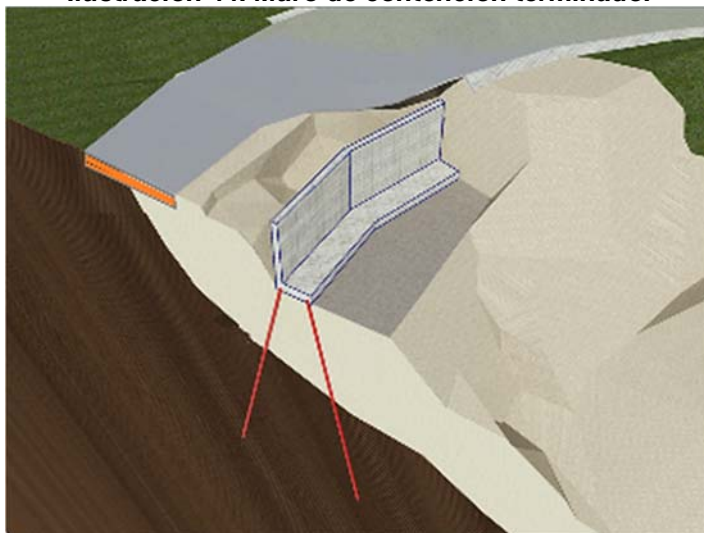
Ilustración 43. Detalle de micropilotes inyectados.



Fuente: Autor

6. Una vez terminado el último micropilote se perfila la corona del talud, y se formaletea el muro de contención.
7. Armado del refuerzo del muro, teniendo en cuenta que la cabeza de los micropilotes quede embebida totalmente en la zarpa del muro.
8. Fundición de muro de contención. Se deben dejar tuberías instaladas para lloraderos, según se prevé en los planos (ver Ilustración 44).

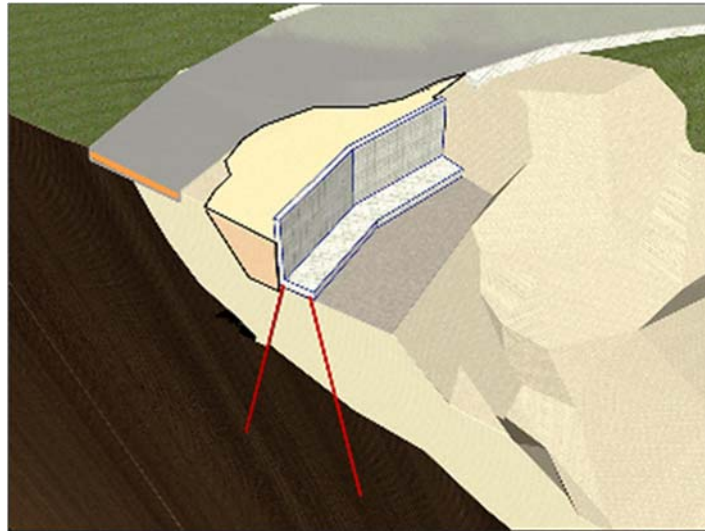
Ilustración 44. Muro de contención terminado.



Fuente: Autor

9. Reconfiguración del relleno en el trasdós del muro, se debe disponer material filtrante envuelto en geotextil no tejido como sistema de liberación de presión, o en su defecto, proveer un geodrén planar; para este sistema se debe construir un adecuado manejo para la salida, de manera que no genere problemas erosivos en la ladera (ver Ilustración 45).

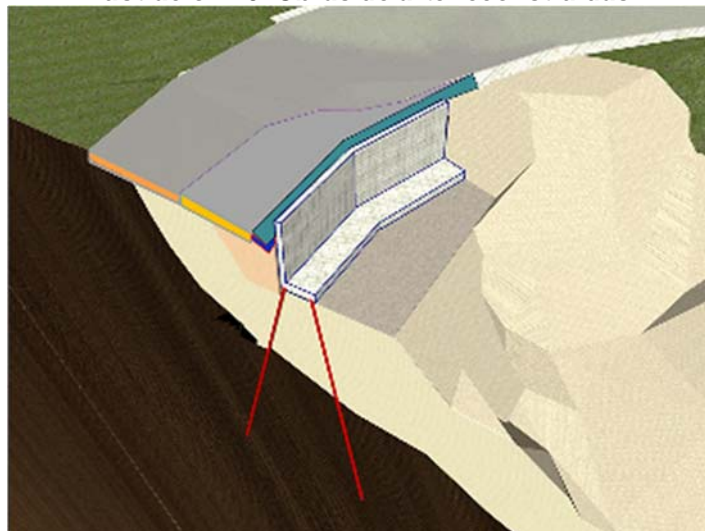
Ilustración 45. Relleno reconfigurado.



Fuente: Autor

10. Reconstrucción del pavimento de la vía y obras de arte (cunetas) (ver Ilustración 46).

Ilustración 46. Obras de arte reconstruidas.



Fuente: Autor

11. Interventoría, recibo de obra y retiro de señalización preventiva.