

EVALUACIÓN DE DIFERENTES ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN
DE UN TALUD ARENO-LIMOSO

DIEGO FERNANDO CAMACHO SUAREZ
GABRIEL ARTURO GAZCÓN OCHOA

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

2013

EVALUACIÓN DE DIFERENTES ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN
DE UN TALUD ARENO-LIMOSO

DIEGO FERNANDO CAMACHO SUAREZ

GABRIEL ARTURO GAZCÓN OCHOA

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

Directora:

Ing. Hebenly Celis Leguizamo

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

2013

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	15
1. LOCALIZACIÓN.....	16
2. TOPOGRAFÍA	18
3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS GENERALES.....	20
3.1 ESTRATIGRAFÍA	20
3.2 GEOMORFOLOGÍA.....	20
3.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	21
4. ESTUDIO GEOTÉCNICO	22
4.1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.....	23
4.1.1 Ensayos de granulometría.....	24
4.1.2 Ensayo de corte directo.	25
4.1.3 Perfil estratigráfico.	26
5. HIDROLOGÍA	27
5.1 CLIMA.....	27
5.1.1 Precipitaciones.	27
5.1.2 Temperatura y climatología. .	28
6. ANÁLISIS SÍSMICO.....	30
6.1 CRITERIO NSR-10.....	30
6.2 CRITERIO DE CDMB	30

6.3 CRITERIO AASHTO	30
7. MODELAMIENTO	31
8. RECOMENDACIONES PARA ESTABILIZACIÓN	34
8.1 PANTALLAS ANCLADAS	35
8.1.1 Mecanismo de funcionamiento de las anclas.	35
8.1.2 Modo de falla de los anclajes.	35
8.1.3 Bulbos de anclaje.	36
8.1.4 Tipos de suelos donde puede colocarse bulbos de anclaje.	37
8.1.5 Tipos de bulbo.	38
8.1.6 Procedimiento para la estabilidad de un talud con estructuras ancladas pretensadas.	40
8.2 CLAVOS	41
8.2.1 Elementos constitutivos de los clavos.	42
8.2.2 Funcionamiento de los clavos.	42
8.2.3 Aplicaciones de las estructuras claveteadas.	43
8.2.4 Ventajas de los clavos.	44
8.2.5 Desventaja de los clavos.	45
8.2.6 Tipos de material para la aplicación de clavos.	46
8.2.7 Resistencia de los clavos a los sismos.	46
9. RESULTADOS	47
9.1 ESTABILIZACIÓN CON PANTALLAS ANCLADAS	47

9.1.1 Análisis estático.	48
9.1.2 Análisis dinámico.	49
9.2 ESTABILIZACIÓN CON ANCLAJES PASIVOS (CLAVOS).....	50
9.2.1 Análisis estático.	51
9.2.2 Análisis dinámico.	52
9.3 ESTABILIZACIÓN CON LA COMBINACIÓN ENTRE PANTALLAS ANCLADAS Y CLAVOS.....	52
9.3.1 Análisis estático.	53
9.3.2 Análisis dinámico.	54
10. CONCLUSIONES	56
BIBLIOGRAFÍA.....	58
ANEXOS.....	61

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Vía Bucaramanga Cúcuta.	16
Figura 2. Ubicación del talud.....	17
Figura 3. Plano topográfico del talud.	18
Figura 4. Fotografía talud K8+600.	19
Figura 5. Mapa geológico regional.....	21
Figura 6. Plano ubicación de sondeos K8+600.....	22
Figura 7. Perfil estratigráfico talud K8+600.....	26
Figura 8. Histograma pluviómetro del aeropuerto Palonegro.....	27
Figura 9. Factor de seguridad en condiciones actuales.....	31
Figura 10. Factor de seguridad en condiciones críticas.....	32
Figura 11. Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección.	39
Figura 12. Anclajes vs clavos.....	42
Figura 13. Esquema de clavos en un deslizamiento.....	43
Figura 14. Análisis estático estabilizado con pantallas ancladas.	48
Figura 15. Análisis dinámico estabilizado por pantallas ancladas.....	49
Figura 16. Análisis estático estabilizado por clavos.	51
Figura 17. Análisis dinámico estabilizado por clavos.	52
Figura 18. Análisis estático estabilizado por método combinado.....	54
Figura 19. Análisis estático estabilizado por método combinado.....	55

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Perfil sondeos 1 y 2 (K8+600).....	23
Tabla 2. Perfil Sondeo 3 (K8+600).....	24
Tabla 3. Resultados granulométricos.....	25
Tabla 4. Resultados de resistencia al corte.	25
Tabla 5. Parámetros de situación crítica de falla.	47
Tabla 6. Parámetros de resistencia de los anclajes activos.....	47
Tabla 7. Parámetros de los anclajes pasivos o clavos.....	50

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. PLANOS TOPOGRÁFICOS.....	63
ANEXO B. RESULTADOS PERFIL DE SONDEO.....	65
ANEXO C. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIOS.....	69

RESUMEN

TÍTULO: EVALUACIÓN DE DIFERENTES ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD ARENO-LIMOSO*

AUTORES: DIEGO FERNANDO CAMACHO SUAREZ **

GABRIEL ARTURO GAZCÓN OCHOA **

PALABRAS CLAVES:

Comportamiento geotécnico y sísmico, proceso de caracterización, análisis de inestabilidad.

DESCRIPCIÓN:

Con el fin de identificar los problemas de estabilidad del K8 + 600 del proyecto de la doble calzada vía Bucaramanga-Cúcuta ubicado en el municipio de Bucaramanga, departamento de Santander para poder clasificarla dentro de un tipo de comportamiento geotécnico y sísmico, se recopiló información de campo de la zona de estudio con el fin de caracterizar y obtener los parámetros necesarios de la misma. Atendiendo a las necesidades anteriormente expuestas, se hace pertinente llevar a cabo el proceso de caracterización y análisis de inestabilidad presentes en el talud, en donde se identifiquen las causas del movimiento, con el fin de ofrecer una propuesta preliminar que proporcione posibles soluciones a los problemas encontrados.

El estudio se llevará a cabo en cuatro etapas, en la primera se realizará una recopilación de la información existente de la zona en estudio con ayuda de la Gobernación de Santander; la segunda etapa consistirá en el planteamiento de posibles estructuras de contención las cuales permitan estabilizar el talud; la tercera etapa se fundamenta en el modelamiento de los resultados recopilados los cuales ayudaran a evaluar el nivel de amenaza, los factores de inestabilidad y de seguridad del talud en estudio en condiciones actuales y con las respectivas estructuras que se van a proponer; y por último teniendo en cuenta el grado de amenaza del talud se recomendará la mejor alternativa para mitigar la vulnerabilidad de la zona.

*proyecto de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directora: Hebenly Celis Leguizamo.

ABSTRACT

TITLE: EVALUATION OF DIFFERENT ALTERNATIVES FOR THE SLOPE STABILIZATION ARENO-SILTY*

AUTHORS: DIEGO FERNANDO CAMACHO SUAREZ **

GABRIEL ARTURO GAZCÓN OCHOA**

KEYWORDS:

Behavior geotechnical and seismic, process of characterization, instability analysis.

DESCRIPTION:

In order to identify K8 + 600 stability problems of Bucaramanga – Cucuta dual carriageway project located in the city of Bucaramanga, Santander, it was classified within a type of geotechnical and seismic behavior in which we collected information on the field study area in order to characterize and obtain the necessary parameters thereof. In response to the above needs, it is pertinent to carry out the characterization process and analysis of present instability in the slope, where causes of motion can be identified in order to provide a preliminary proposal to provide possible solutions to the problems found.

The study was conducted in four stages, the first will a compilation of existing information of the study area with the government of Santander's help. The second step will consist of a potential containment structures approach which could stabilize the slope and the third stage is based on the modeling of the results collected which will help assess the level of threat, the factors of instability and security of the slope in current conditions of study in respect to the structures that will be proposed. Finally, taking into account the degree of threat of the slope, it will be recommended the best alternative to mitigate the vulnerability of the area.

*Degree Project

** Faculty of Physical-mechanical Engineerings. School of Civil Engineering. Directora: Hebenly Celis Leguizamo.

INTRODUCCIÓN

En el estudio de la estabilidad de taludes se abordan fenómenos de estado último o de rotura de masas de suelo. El «agente» externo responsable de la inestabilidad es una fuerza de masa: el peso y eventualmente los efectos de la filtración a los que debe añadirse, generalmente como factor secundario, posibles cargas externas.

El objetivo primordial de esta investigación es analizar el talud ubicado en el kilómetro 8, vía a Bucaramanga-Cúcuta, y proponer tres métodos de estabilización favorables.

Para tal fin, se recurre a la recopilación de información pertinente al sitio, por medio de empresas, que estén encargadas de la ampliación de la vía Bucaramanga-Cúcuta; con estos datos se espera obtener una caracterización detallada del talud para poder hacer los modelamientos respectivos.

Para el modelamientos de los datos recopilados y de las recomendaciones de estabilización se usará el software Geo-Slope, el cual permite analizar el talud desde diferentes métodos de estabilización, a fin de observar sus factores de seguridad y determinar su viabilidad a la hora de proponer las obras.

Para interpretar los resultados obtenidos en el software Geo-Slope, se observará cómo ha sido el comportamiento de las obras construidas por parte de la empresa MHC, la cual es la encargada de la ampliación de la doble calzada vía Bucaramanga-Cúcuta; esto permite no solo dar una solución cumpliendo con los factores de seguridad requeridos, sino que a su vez, se podrá detallar más a fondo el aspecto técnico de la obra que se recomendará al final de este estudio.

1. LOCALIZACIÓN

El sitio estudiado se encuentra localizado entre las abscisas K8+600 y K8+800, de la vía que comunica a la ciudad de Bucaramanga con Cúcuta, en jurisdicción del municipio de Bucaramanga, departamento de Santander; las condiciones de esta vía son, generalmente, críticas, debido a la irregularidad en la topografía a lo largo de ella.

En la Figura 1 y la Figura 2 se puede observar la localización del talud en la vía que comunica a Bucaramanga con Cúcuta.

Figura 1. Vía Bucaramanga - Cúcuta.



Fuente: Google Maps

Figura 2. Ubicación del talud.



Fuente: Google Maps

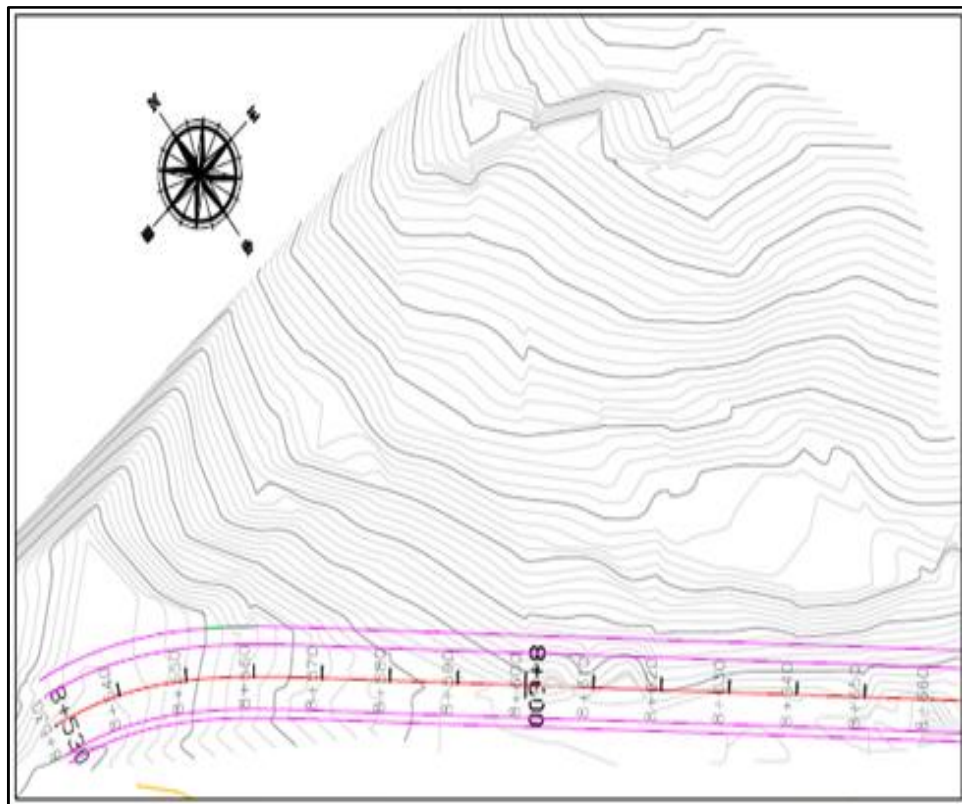
Se busca conocer las condiciones geológicas y geotécnicas, las cuales permitan establecer los criterios y parámetros necesarios para caracterizar el sitio donde se encuentra ubicado el talud; y luego proponer las obras de estabilización del mismo.

2. TOPOGRAFÍA

Se realizó el levantamiento topográfico del talud con curvas de nivel cada metro, con base a esta topografía se trazaron los perfiles geométricos y geotécnicos.

Con la Figura 3, se puede dar un dimensionamiento aproximado del talud dando como resultado una altura aproximada de 60 metros, una longitud de 200 metros y una pendiente del 71 %.

Figura 3. Plano topográfico del talud.



Fuente: MHC

En la siguiente figura se observan las condiciones actuales del talud.

Figura 4. Fotografía talud K8+600.



Fuente: Autores

3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS GENERALES

La región de Bucaramanga presenta un relieve montañoso, con pendientes que varían de acuerdo a la litografía presente y las estructuras geológicas. Por esto son frecuentes las extensas áreas con pendientes moderadas, y en otros sectores, en los que predominan los escarpes.

3.1 ESTRATIGRAFÍA

Bucaramanga presenta afloramientos en algunos sectores de la zona de estudio (K8+600), se muestran materiales residuales de la formación del Neis de Bucaramanga y afloramientos de roca, los cuales están constituidos por paraneis (rocas metamórficas de origen sedimentario) con estructuras bandeadas.

Ocasionalmente se encuentran depósitos conformados por bloques angulares, de composición néisica, en su mayoría; algunas de estas acumulaciones corresponden a suelos de antiguos deslizamientos, que han ocurrido en zonas aledañas a la vía Bucaramanga-Cúcuta.

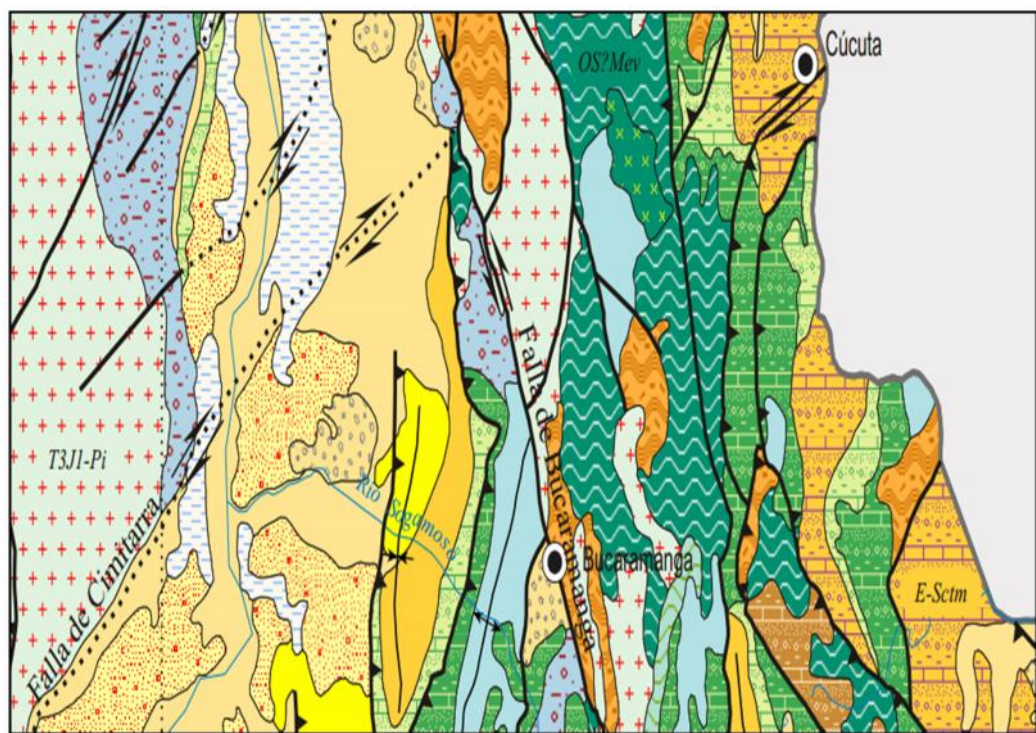
3.2 GEOMORFOLOGÍA

El sitio del K8+600 se encuentra sobre las laderas denudacionales, de pendientes inclinadas, cuya evolución morfológica ha estado relacionada con la tectónica de la región, y por diferentes tipos de falla y plegamiento correspondientes a eventos tectónicos, las rocas se han fracturado y se han estado sometidas a meteorización desarrollando diferentes condiciones que han facilitado la infiltración de aguas y la generación de fenómenos de remoción en masa, manifestada en deslizamientos y depósitos coluviales de gran extensión y espesor; en algunos sectores se presentan evidencias de movimiento, lo que da como resultado la actual morfología de las laderas.

3.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El departamento de Santander se encuentra localizado en una región tectónica compleja y dinámica. La zona de estudio hace parte de la provincia tectónica del Macizo de Santander, subdividido, a su vez, en el bloque de Ocaña, caracterizado tectónicamente por presentar un estilo estructural de falla en bloques menores, separados por fallas inversas, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 5. Mapa geológico regional.



Fuente: Geotecnología SAS

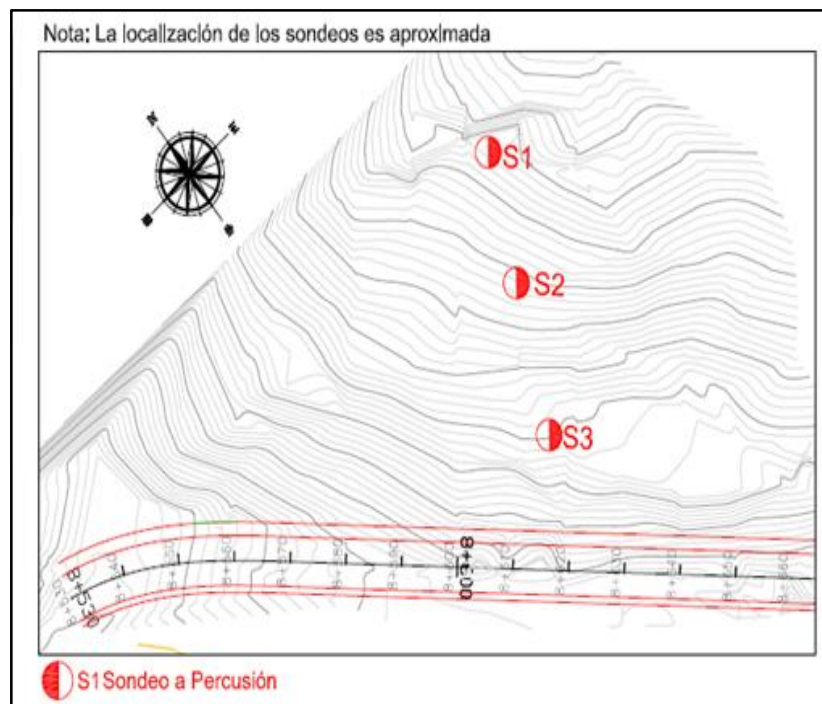
4. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Los estudios geotécnicos se aplican a los materiales obtenidos como muestras del talud estudiado por medio de ensayos de laboratorio, como son: ensayo de humedad, límites de Atterberg, granulometría y resistencia al corte; ellos son necesarios para obtener la clasificación y parámetros de resistencia del suelo.

Para la recopilación de datos se realizó la búsqueda con ayuda de entidades privadas que tenían información del sitio en estudio. Eso permitió tener una descripción más detallada del talud y, por ende, una mejor caracterización.

Los resultados ya mencionados se muestran en la siguiente figura.

Figura 6. Plano ubicación de sondeos K8+600.



Fuente: Geotecnología SAS

4.1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

En las muestras de suelo obtenidas en el sitio K8+600 de la vía Bucaramanga-Cúcuta, no se encontró presencia de nivel freático, pero a pesar de ello, el suelo de la zona manifiesta alta humedad, lo que sugiere que hay problemas de erosión e infiltración.

A continuación, en la Tabla 1 y la Tabla 2, se muestran el perfil geotécnico y las propiedades del suelo a diferentes profundidades del sitio ya mencionado.

Tabla 1. Perfil sondeos 1 y 2 (K8+600)

H [m]		Suelo	Limitación
H ₀	H _i		
0	1.5 a 2.5	<ul style="list-style-type: none"> • Suelo suelto • Areno-limoso • Permeable • Húmedo • Resistente • Algo de grava • Color naranja 	Suelos sueltos susceptibles a deslizamiento.
1.5 a 2.5	7.5 a 10.5	<ul style="list-style-type: none"> • Suelo residual • Areno-limoso • Permeable • Denso • Húmedo • Resistente • Color naranja 	Suelos residuales medianamente susceptibles a deslizamiento.

Fuente: Geotecnología SAS

Tabla 2. Perfil Sondeo 3 (K8+600)

H [m]		Suelo	Limitación
H ₀	H _f		
0	2.5	<ul style="list-style-type: none"> • Suelo suelto. • Areno-limoso. • Muy húmedo. • Resistente. • Color naranja. 	Suelo suelto susceptible a deslizamiento y erosión.
2.5	7.0	<ul style="list-style-type: none"> • Suelo residual. • Areno-limoso. • Muy húmedo. • Resistente. • Color naranja. 	Suelo suelto susceptible a deslizamiento y erosión.
7.0	10.5	<ul style="list-style-type: none"> • Suelo residual. • Areno-limoso. • Permeable. • Resistente. • Color naranja. 	Suelo residual moderadamente susceptible a deslizamiento y erosión.

Fuente: Geotecnología SAS

4.1.1 Ensayos de granulometría. La granulometría de un talud consiste en hacer pasar una parte de muestra del suelo previamente lavada y secada por una serie de tamices normalizados en un orden sucesivo de mayor a menor abertura del tamiz, para luego someterlos a una vibración constante; así queda retenida cada parte de la muestra en cada tamiz, que se graficará en porcentajes contra los diámetros de las mallas.

Este ensayo nos permite determinar el porcentaje de finos, arenas y gravas que conforman cada muestra para su posterior clasificación.

A continuación, en la Tabla 3, se presentan los resultados de los ensayos granulométricos realizados por la empresa Geotecnología SAS.

Tabla 3. Resultados granulométricos

	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3
Gravas %	3.86	0.5	1.77
Arenas %	55.7	60.14	56.33
Finos %	40.44	39.35	41.9

Fuente: Geotecnología SAS

Analizando los sondeos obtenidos en los ensayos de granulometría, se puede observar que el suelo manifiesta un mayor porcentaje de arenas, seguido de un alto porcentaje de finos; eso demuestra que el K8+600 de la vía Bucaramanga-Cúcuta tiene suelo areno-limoso.

4.1.2 Ensayo de corte directo. Este ensayo determina la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida previamente a un proceso de consolidación, para luego aplicarle un esfuerzo de cizalladura, o corte directo con velocidad controlada, mientras se permite un drenaje completo de ella.

Generalmente se ensayan tres o más muestras del mismo apique, cada uno bajo una carga diferente, para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.

Tabla 4. Resultados de resistencia al corte.

	Sondeo 1	Sondeo 2
Angulo de fricción [°]	36	34
Cohesión [Kpa]	18	17
Peso específico [KN/m ³]	18	17

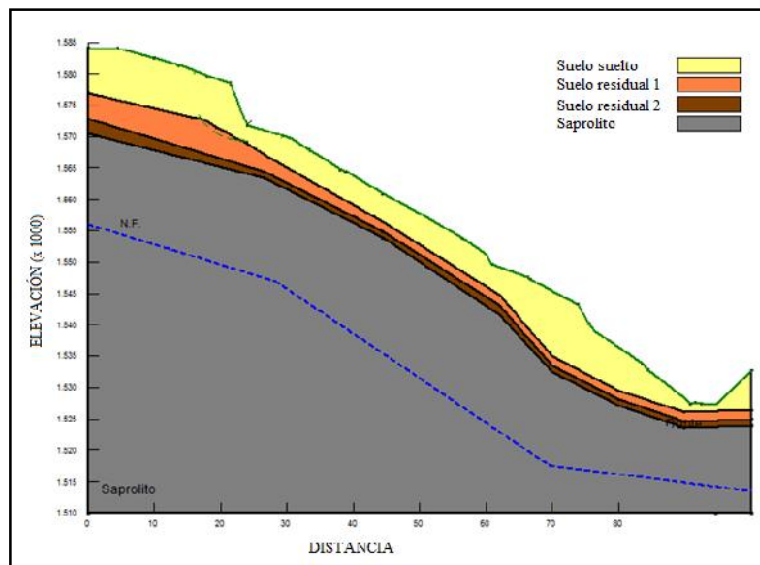
Fuente: Geotecnología SAS

4.1.3 Perfil estratigráfico. Para caracterizar las propiedades de cada estrato de suelo en el talud estudiado, fue necesario realizar un análisis de la información existente en la zona.

Al observar los ensayos de granulometría, se concluye que hay una gran porcentaje de arenas y de finos; con ello se puede afirmar que el suelo está conformado por arenas-limosas, que produjeron un deslizamiento el día previo a la realización de los sondeos; fue causado por un corte realizado por la ampliación de la vía y por el alto contenido de humedad, debido a la infiltración. Fue favorecido por la dirección de buzamiento y por el carácter de los materiales residuales que conforman la unidad superficial.

A continuación se muestra, en la Figura 7, un esquema del perfil estratigráfico de los suelos del talud.

Figura 7. Perfil estratigráfico talud K8+600.



Fuente: Autores

5. HIDROLOGÍA

Para conocer las condiciones hidrológicas en el talud en estudio es necesario analizar las principales características que influyen en la zona:

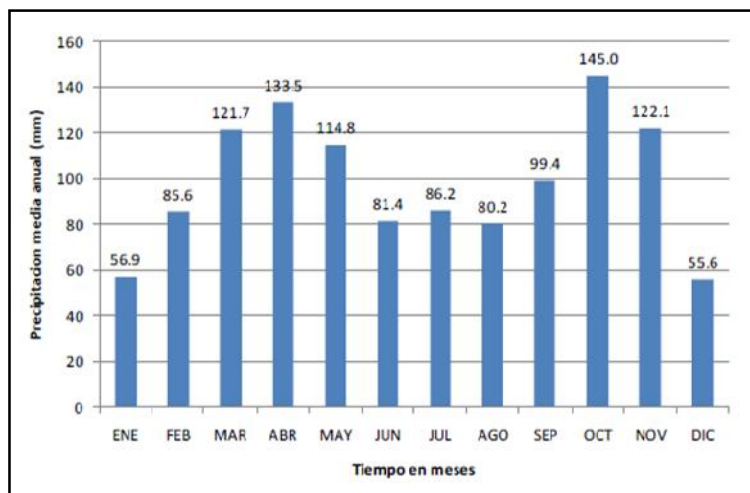
5.1 CLIMA

En la climatología analizamos los principales factores que tienen influencia en el talud y en la zona de amenaza, como son:

5.1.1 Precipitaciones. La zona de Bucaramanga posee una de las curvas pluviométricas de mayor humedad anual en promedio, lo que hace de esta región una zona de humedad media.

A continuación, en la Figura 8, se hace relación a un cuadro de valores totales mensuales de precipitación de los años 2011 y 2012, tomada de la estación pluviométrica del Aeropuerto Palonegro, en el municipio de Lebrija.

Figura 8. Histograma pluviómetro del aeropuerto Palonegro.



Fuente: Ideam

En la figura anterior se observa que en octubre se evidencia la máxima precipitación. En este mismo mes se presentó la falla del talud, y se da por hecho que ese fallo por la infiltración fue generada por ese periodo de lluvia.

5.1.2 Temperatura y climatología. El clima de Bucaramanga está clasificado por el Ideam de la siguiente manera: en las partes de menor altitud de la ciudad el clima es cálido seco; en las zonas de mayor altitud de la ciudad el clima es templado seco. Tiene una temperatura promedio de 24 °C y una máxima promedio de 30.9 °C. El clima se caracteriza por presentar una precipitación anual promedio de 1 279 mm al año. El régimen de lluvias está distribuido en dos períodos secos y dos lluviosos. Los períodos secos comprenden los meses de diciembre, enero, febrero, marzo, junio, julio y agosto. Los períodos lluviosos se distribuyen en los meses de abril, mayo, septiembre, octubre y noviembre. Para determinar el valor de temperatura de nuestro talud, utilizamos los valores promedios anuales de temperatura de la zona, con la fórmula de regresión lineal para Santander (1974-1997), suministrada por el Ideam de Bucaramanga.

Formula de regresión lineal:

$$Y = -0.0060X + 29.1890 \quad (1)$$

Siendo "X" la cota promedio del talud = 959 [m.s.n.m], tenemos:

$$Y = -0.0060 \cdot 959 + 29.1890$$

$$Y = -10.884 + 29.1890$$

$$Y = 23.435 \text{ °C. Temperatura en el talud}$$

De acuerdo con el análisis hidrológico, se puede concluir que la ciudad de Bucaramanga, y, por ende, el K8+600, registran unas altas precipitaciones en los meses de marzo, abril, junio, octubre y noviembre; y por su alta temperatura tienden a ser una región húmeda. Se esperan deslizamientos en esas épocas del año, por lo que se recomienda realizar obras para el control de infiltración de aguas y de estabilización del talud.

6. ANÁLISIS SÍSMICO

Para el análisis sísmico del sitio en estudio, se tomarán en cuenta diferentes criterios, como:

6.1 CRITERIO NSR-10.

Según este criterio se especifica que el coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, dado en el la tabla A.10.3 de la NSR-10, para la ciudad de Bucaramanga, el índice de aceleración pseudoestatica debe suponerse con un factor de carga sísmica horizontal de 0.15g.

6.2 CRITERIO DE CDMB

La Resolución 001294 del 29 de diciembre de 2009, de la CDMB, especifica los parámetros que se deben utilizar para los estudios geotécnicos y diseño de obras de estabilidad de taludes. El artículo 4.2.3 de la citada resolución especifica lo siguiente: «Para los análisis de estabilidad debe suponerse, como mínimo, un factor de carga sísmica horizontal de 0.15g (pág. 40)».

6.3 CRITERIO AASHTO

En AASHTO LRFD BRIDGE Design Specifications, 2012, en la sección 11, relacionada con el diseño de muros de contención, se especifica lo siguiente, en el artículo 11.6.5.2.2: «Where the Wall is capable of displacements of 1.0 o 2.0 in or more during the design seismic event, K_h may be reduced to 0.5 K_{h0} ».

Para el sitio estudiado:

$$K = \frac{PGA}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.125$$

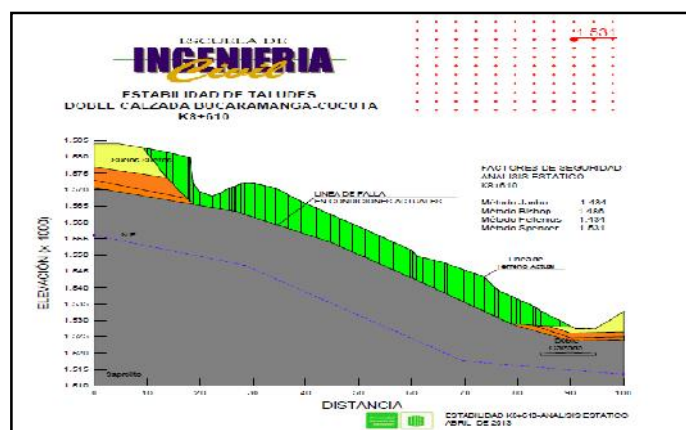
Se observa una similitud entre el criterio CDMB, el criterio AASHTO y el criterio de la NSR10 para la determinación del coeficiente sísmico horizontal, para el diseño de taludes de taludes y muros de contención. Teniendo en cuenta los tres criterios, se utilizó un coeficiente horizontal de 0.15g.

7. MODELAMIENTO

Con los datos de la Tabla 4, los cuales se introducen al programa Geo-Slope, para definir los parámetros del suelo a fin de estimar un factor de seguridad, y observar las condiciones del terreno en las que se encuentra actualmente el talud. En el análisis de los datos se tomará en cuenta, principalmente, el método de Spencer, ya que este tiene consideraciones de carga y de círculos de falla, que los otros métodos no consideran; estos permiten llegar a un factor de seguridad cercano o muy semejante al esperado en la realidad. Pero también se buscará que en los otros métodos se cumpla con los factores de seguridad requeridos.

Al introducir los parámetros, podemos concluir, en la Figura 9, que el talud en los momentos de los sondeos estaba estable, ya que muestra un factor de seguridad $FS= 1.531$ en el método de Spencer, y lo ideal sería que mostrara un valor cercano a 1.0; este factor se debe a que el talud ya presentó una falla, y ahora se encuentra en una fase estable, que no permite realizar ningún tipo de recomendación de estabilidad; para eso es necesario buscar las condiciones en las que estaba el talud en momentos previos a su deslizamiento, a fin de hallar los parámetros del suelo para su estado crítico.

Figura 9. Factor de seguridad en condiciones actuales.



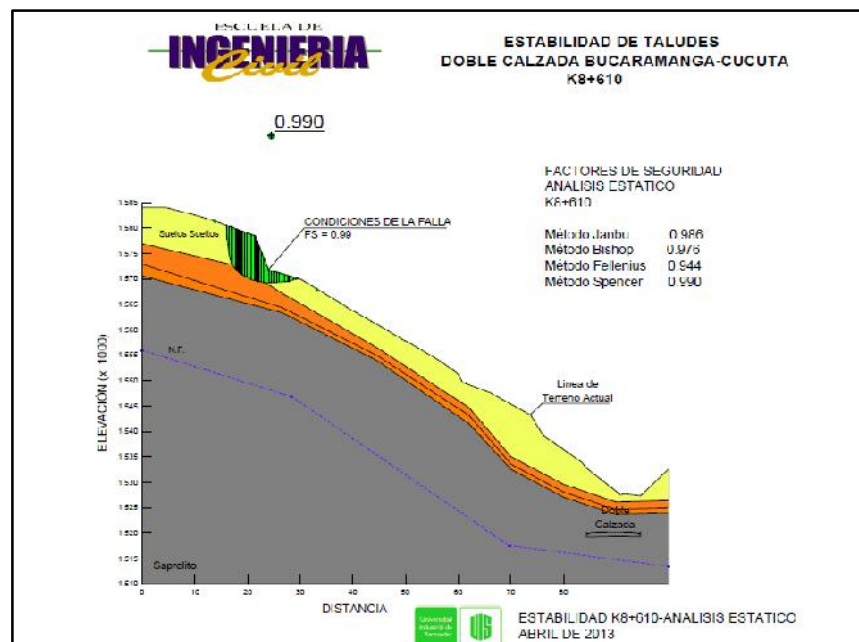
Fuente: Autores

Para las condiciones de su estado crítico, se realizaron iteraciones hasta encontrar un factor de seguridad menor o igual a 1, que implica una falla inminente del talud; se puede afirmar que el deslizamiento ocurrió bajo esas condiciones o en condiciones similares.

También se identificará el deslizamiento ocurrido en el sector, y se analizará un círculo de falla en el lugar donde ocurre el problema; con dimensionamientos obtenidos de la topografía, se elaborará este círculo tratando de evidenciar lo que ocurrió en el momento previo a su deslizamiento.

Respetando el comportamiento de los suelos que se observan en los laboratorios de caracterización de muestras y de corte directo, al realizar las iteraciones se obtiene el factor de seguridad deseado.

Figura 10. Factor de seguridad en condiciones críticas



Fuente: Autores

En la Figura 10 se observa que el factor de seguridad es menor a 1.0, lo que implica que el talud se encuentra en un estado crítico, y se espera que presente deslizamiento.

Los parámetros de la condición crítica son aceptables para la modelación de las alternativas de estabilización de este talud areno-limoso. Esas alternativas pueden mostrar un comportamiento similar al momento previo del deslizamiento.

8. RECOMENDACIONES PARA ESTABILIZACIÓN

Ya que el talud necesariamente presenta corte, debido a la ampliación de la vía, se realizarán tres propuestas de estabilización teniendo en cuenta que en la zona por trabajar se presenta un material complicado pues, a pesar de ofrecer buena resistencia, es un material que se desconcina muy fácilmente ante los cortes realizados. También complica las estabilizaciones la presencia de infiltraciones de agua, debido a las fuertes lluvias presentadas en la zona.

En las propuestas de estabilización, se descarta la opción de densificar el suelo ya que para eso se necesitarían las muestras de suelo obtenidas en los sondeos; esto para poder hallar los nuevos parámetros con los cuales se comportaría dicho suelo después de mejorar su capacidad. Otra de las opciones para descartar sería la de los muros de contención: se debe a que como el talud presenta una altura de 60 metros, es poco viable plantear esta solución. Y el objetivo de esta investigación es realizar obras acordes para el sector y que sean de fácil construcción.

Después de analizar todas las posibles opciones de estabilización, el método más recomendado para este análisis son las pantallas ancladas y pantallas pasivas, en diferentes combinaciones, con el fin de buscar el mejor factor de seguridad entre estas opciones. También se observará si estas obras ya se han construido en otros taludes cercanos al K8+600, y se analizará cuál ha sido su comportamiento y cuáles han sido sus ventajas y desventajas.

A continuación se hará énfasis en las estructuras propuestas anteriormente:

8.1 PANTALLAS ANCLADAS

Son pantallas delgadas de concreto armado, las cuales se pueden construir utilizando concreto proyectado, o ser fundidas en el sitio. A las pantallas de concreto se les ponen hileras de anclas a varios niveles; las pantallas también pueden ser pre-excavadas utilizando el sistema de «slurry Wall».

8.1.1 Mecanismo de funcionamiento de las anclas. Los anclajes proveen una fuerza para resistir aquellas energías que producen la inestabilidad del talud. Las anclas se encuentran unidas en su parte exterior a una estructura de contención superficial; esta estructura de contención transmite la carga al ancla y el ancla la transmite al bulbo. Finalmente, es el bulbo el que resiste la carga de diseño; el bulbo debe estar ubicado por detrás de las superficies reales o potenciales de falla.

La profundidad requerida debe garantizar un factor de seguridad de acuerdo con los requerimientos. A su vez, las fuerzas de pretensionamiento generan una fuerza normal sobre la superficie de falla.

8.1.2 Modo de falla de los anclajes. Hay varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados. Estas fallas, comúnmente, son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas de exceso pueden estar relacionadas con la carga de pretensionamiento, la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras.¹

¹ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.151

Los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales.

Los principales tipos de falla son los siguientes:

- Falla del acero del tendón.
- Falla de la masa del suelo.
- Falla de la unión entre el bulbo y el suelo.
- Falla entre el tendón y la lechada.²

Debido a requerimiento de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes inferiores a 9 metros (Sabatini y otros, 1999).

La longitud de las anclas, la longitud libre y la del bulbo deben seleccionarse en tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie potencial o real de falla.

Se recomienda una longitud libre entre el bulbo y la superficie del terreno, mínima de 4.5 m para cables, y de 3 m para varillas, con el objeto de evitar las pérdidas de cargas de tensionamiento debidas a la relajación y fatiga del acero, el suelo y la cabeza de los anclajes (Weatherby y Nicholson, 1982). Generalmente, la longitud total no excede 45 m.³

8.1.3 Bulbos de anclaje. El bulbo es la longitud de varilla que se cementa para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos tienen longitudes no menores a 3.0 metros.

² SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.152 - P.153.

³ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.156.

La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada no es uniforme, y posee máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del bulbo.

La longitud del bulbo depende de la carga y de las propiedades de resistencia al cortante de la roca o suelo a su alrededor. En suelos blandos, o sueltos, se requieren grandes longitudes de bulbo.

8.1.4 Tipos de suelos donde puede colocarse bulbos de anclaje.

- En rocas. Todas las rocas se consideran aceptables para la colocación de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de la roca varía con su estructura, resistencia a la compresión y composición. Las resistencias de unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 69 kpa en una lutita arcillosa, y tan altas como 2070 kpa en un granito sano o una roca caliza (Weatherby y Nicholson, 1982).
- En suelos granulares. La mayoría de anclajes en suelos arenosos también han tenido un comportamiento satisfactorio a largo plazo. Los anclajes permanentes pueden instalarse en suelos no cohesivos con valores de penetración estándar N mayores de 10 golpes por pie.⁴
- En suelos arcillosos. Los bulbos de anclaje colocados en suelos cohesivos blandos han tenido con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo. Se debe esperar resultado no satisfactorio de los bulbos en suelos cohesivos, con resistencia a la compresión inconfiada, menor de 96 kpa y resistencias

⁴ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.161.

remoldeadas menores de 48 kpa. En estos suelos se debe esperar consecuencia de fatiga («*creep*»).

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

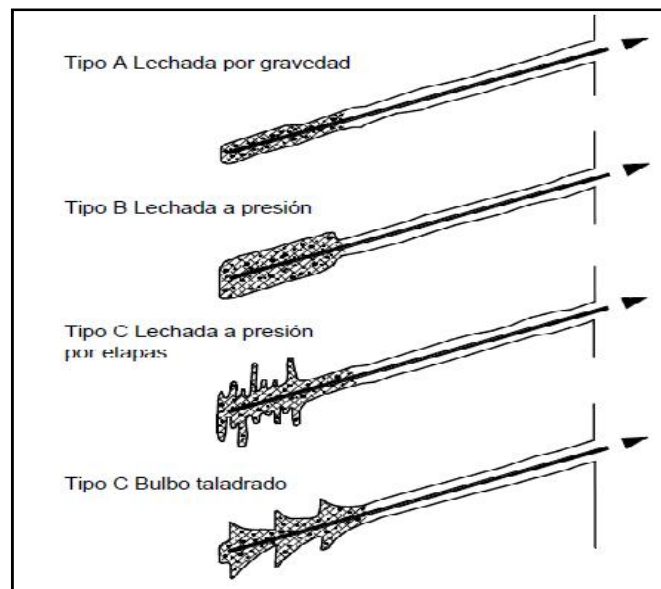
8.1.5 Tipos de bulbo.

- **Inyección por gravedad.** En este método la inyección se instala por el método «*tremie*» por gravedad. Se requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación, con la vertical para permitir el llenado del bulbo.
- **Inyección a presión.** En esta técnica se inyecta a presión la lechada para que penetre dentro de suelos granulares o roca fracturada. Generalmente, se utilizan presiones superiores a 50 psi. La presión puede, además, aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos sobre la pared, lo cual contribuye a aumentar la resistencia a la extracción del bulbo.⁵
- **Bulbos mecánicos.** Los pernos metálicos consisten en un sistema mecánico que presiona contra las paredes del hueco. Existen varios tipos y su ventaja es la instalación rápida, a su vez, el tensionamiento se puede llevar a cabo inmediatamente después de su colocación; opcionalmente el perno puede ser cementado.

Littlejohn (1990), clasificó los bulbos de acuerdo a la forma de inyección, como se observa en la Figura 11

⁵ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.162

Figura 11. Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección.



Fuente: Modificado de Littlejhon, 1990

La clasificación es la siguiente:

- **Tipo A.** Anclajes inyectados por gravedad. La inyección por gravedad se utiliza especialmente en taludes, en roca sana o en suelos cohesivos duros; la resistencia depende de la unión entre la inyección y la roca.
- **Tipo B.** Anclajes inyectados a presiones menores de 145 psi (1 000 KN/m²). El diámetro del bulbo se amplía cuando la lechada se infiltra en el suelo o las fisuras de la roca. Se utilizan en roca fisurada o suelos granulares gruesos; la resistencia depende del cortante lateral y la capacidad de soporte del área superior del bulbo.⁶

⁶ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.162.

- **Tipo C.** Anclajes inyectados a presiones de más de 290 psi (2 000 KN/m²). El diámetro del bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo; esta técnica se utiliza en suelos sin cohesión y en ocasiones en suelos cohesivos.
- **Tipo D.** En la perforación se forma una serie de campanas, las cuales se inyectan por gravedad.

8.1.6 Procedimiento para la estabilidad de un talud con estructuras ancladas pretensadas.

- Determinar la viabilidad del uso de estructuras ancladas. Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensibilidad, movimientos de tierra, costos, etcétera.
- Escoger el tipo de estructura. Muro de gravedad anclado, pantalla anclada, tablestaca anclada, elementos individuales o zapatas con anclas.
- Evaluar las presiones de tierra. Seleccionar la distribución de presiones de tierra que actúan sobre la cara posterior de la estructura supuesta. Incluir fuerzas sísmicas, de agua, expansión del suelo, etcétera.
- Evaluar el factor de seguridad del talud existente. Analizar el factor de seguridad a falla general del talud conformado, para la colocación de la estructura, pero sin la estructura anclada. Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Se diseña para el factor mínimo de seguridad.⁷

⁷ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de Remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.171

- Suponer heurísticamente la localización, inclinación y longitud de las anclas. Tener en cuenta limitaciones de derechos de vía, localización de materiales de suelo o roca competentes para los bulbos y para los apoyos superficiales, localización de estructuras enterradas, sótanos de construcciones, redes de servicios, etcétera.
- Proponer el tipo de ancla. Cable o varilla de acero, tipo de inyección, diámetro de perforación.
- Proponer longitud y características de los bulbos. Si se requiere, se deben aumentar las longitudes. Calcular los factores de seguridad al arrancamiento (F.S mayor de 2.0).⁸
- Diseñar las estructuras superficiales. Chequear la capacidad de soporte y los esfuerzos internos a cortante y a flexión, y realizar el diseño estructural.

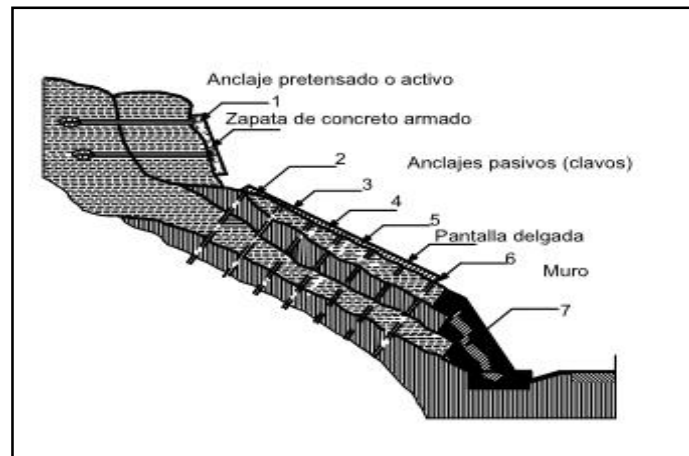
8.2 CLAVOS

Se diferencian de los pilotes en cuanto que los clavos no resisten cargas laterales a flexión, y de los anclajes pretensionados, en que son pasivos (no se pretensionan). (Figura 12). Los clavos requieren espaciamientos menores que los anclajes y actúan como un refuerzo del suelo aumentando la resistencia interna del macizo al cortante.⁹

⁸ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de Remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.171

⁹ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.175

Figura 12. Anclajes vs clavos.



Fuente: Rebejac y Toudic, 1974.

8.2.1 Elementos constitutivos de los clavos. Los clavos pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda, y son inyectados en huecos pre-perforados. Junto con el suelo, estos clavos forman una estructura de suelo reforzado. Comúnmente, se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. Los clavos se utilizan para estabilizar cortes y permitir la construcción de arriba hacia abajo.

8.2.2 Funcionamiento de los clavos.

La estabilidad de una estructura claveteada se basa en los siguientes factores:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo-clavo.
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del clavo.
- Transferencia de cargas a través de suelos sueltos a un material mucho más competente.¹⁰

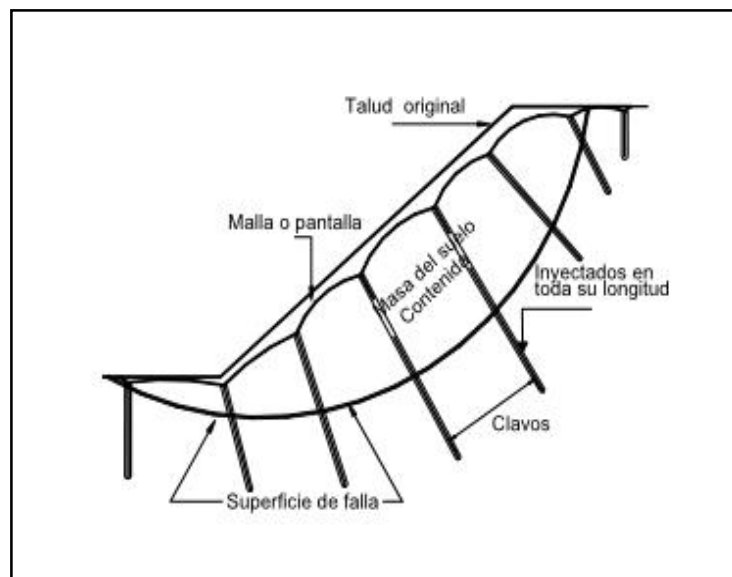
¹⁰ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.176

8.2.3 Aplicaciones de las estructuras claveteadas.

Los clavos son muy utilizados para las siguientes situaciones:

- Excavaciones semi-verticales en cortes de carreteras.
- Estribos de puentes.
- Estructuras provisionales para reparación de otras estructuras.
- Estabilización de taludes en rocas fracturadas y meteorizadas, suelos residuales y saprolitos. (Figura 13).
- Estructuras de contención para la protección de cimientos sobre taludes. ¹¹

Figura 13. Esquema de clavos en un deslizamiento.



Fuente: Rabajac y Toudic, 1974

¹¹ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.177

8.2.4 Ventajas de los clavos. Las principales ventajas de los clavos con relación a otros sistemas de anclajes o a muros de concreto armado, son las siguientes (Abramson y otros, 2002; Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Bajo costo. Las varillas de acero son más económicas que los torones o cables. El concreto lanzado entre clavos es delgado.
- Requieren profundidades menores de refuerzo que los muros anclados.
- Permiten la excavación por tramos, y de arriba hacia abajo.
- La instalación de los clavos es relativamente rápida.
- Se utilizan equipos livianos. Los clavos se construyen utilizando equipos convencionales de perforación e inyección, y pueden ser utilizados en sitios con difícil acceso y espacio limitado.
- Adaptación a diferentes condiciones de suelo. En suelos heterogéneos, donde aparecen bloques de roca, los clavos perforados tienen grandes ventajas constructivas sobre los pilotes o los anclajes de gran diámetro.¹²
- Flexibilidad. Las estructuras de clavos son más flexibles que las de concreto armado, y resisten mayores movimientos diferenciales.
- Redistribución de los esfuerzos. Si por alguna razón un clavo se sobre 'estresa', la carga se redistribuye a los clavos vecinos y no falla la estructura total.

¹² SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.177-P.178

- Comportamiento sísmico. Los clavos se comportan muy bien en el caso de sismos.

8.2.5 Desventaja de los clavos.

Las desventajas de los clavos son las siguientes (Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Se requiere mayor número de refuerzos que en una pantalla anclada.
- El sistema de clavos no es eficiente en suelos blandos, y se requiere cierta rigidez de los materiales del talud.
- Los taludes deben ser lo suficientemente resistentes para soportar las excavaciones, sin fallar.
- Para que funcione el sistema, se requiere que ocurra deformación en el suelo para movilizar la resistencia de los clavos.
- Para poder aplicar el concreto lanzado no debe aflorar agua freática sobre la fachada del muro.
- Es difícil construir sistemas de drenaje confiables.
- Se puede requerir alivio de presiones para poder construir la estructura.¹³
- El número de clavos es de tal magnitud que puede ocurrir interferencia con redes de servicios públicos en zonas urbanas.

¹³ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P.178

8.2.6 Tipos de material para la aplicación de clavos. Los clavos se pueden construir en una gran variedad de suelos, pero, generalmente, se requiere que la excavación vertical del muro pueda realizarse por tramos no soportados, que no exista nivel freático y que no se requiera encamisado de las perforaciones por unas pocas horas mientras se coloca el clavo.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares cementados, en rocas meteorizadas, suelos residuales y en arcillas limosas duras.

El suelo debe tener suficiente resistencia para soportar un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura, sin deformación.

Los suelos preferidos para la colocación de clavos son los siguientes:

- Roca meteorizada y suelos residuales
- Suelos granulares cementados
- Suelos cohesivos duros

8.2.7 Resistencia de los clavos a los sismos. Los muros en clavos reaccionan muy bien en las regiones sísmicas, debido a su flexibilidad, que hace que los refuerzos controlen fácilmente los esfuerzos sísmicos. Las estructuras de clavos se manifiestan más eficientemente que los anclajes pretensados, en el caso de sismos.¹⁴

¹⁴ SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009. P. 179

9. RESULTADOS

Para los métodos de estabilización se tendrán en cuenta los factores de la situación crítica, ya que estas son las condiciones que se esperan en el momento del terraceo. Estos resultados se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Parámetros de situación crítica de falla.

Condiciones de falla	Suelto	16,5	8	12
	Residual 1	17	12	15
	Residual 2	18	18	25

Fuente: Autores

9.1 ESTABILIZACIÓN CON PANTALLAS ANCLADAS.

La estabilización con pantallas ancladas permite observar el comportamiento del talud. A continuación, se analizará el talud del K8+600 de la vía Bucaramanga-Cúcuta, ante diferentes parámetros como: longitudes, capacidades de carga y separaciones. Se observará su comportamiento ante un evento crítico de deslizamiento para este talud areno-limoso.

Para los parámetros de estabilización con pantallas ancladas o anclajes pretensados, se utilizarán los datos de la Tabla 6, la cual muestra las resistencias necesarias para introducir al programa Geo-Slope.

Tabla 6. Parámetros de resistencia de los anclajes activos

Anclajes	Bar Capacity (KN)	Shear Capacity (KN)	Longitud mínima del bulbo (m)
24 Ton	160	112	8
30 Ton	213	149	10
32 Ton	249	175	11

Fuente: Autores

*Bar capacity: Capacidad a tensión.

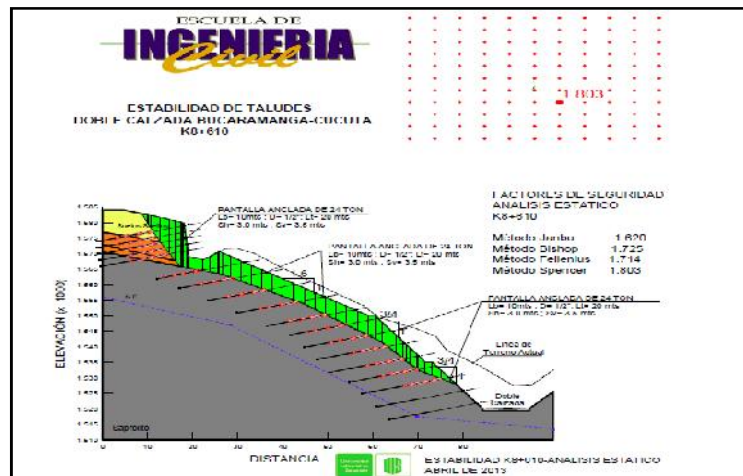
*Shear capacity: Capacidad a cortante.

Luego de probar varios tipos de longitudes y capacidades de carga, se escogieron los siguientes parámetros de las pantallas ancladas, ya que este caso en particular mostraba un cómodo factor de seguridad, el cual no era muy bajo pero tampoco sobre diseñaba la estabilización del talud. Los datos son los siguientes:

Capacidad de carga de 24 toneladas con un diámetro de $\frac{1}{2}$ pulgada y longitud de bulbo de 10 metros. Además de esto, la longitud total de los anclajes será de 20 metros separados de manera horizontal cada 3.0 metros, y vertical 3.5 metros, con alturas máximas de terraplenes de 15 metros y con bermas de 1.0 metro. Se realizará, a su vez, un terraseo en todo el talud, de tal modo que permita retirar material suelto del talud. La descripción del terraseo se observa en la Figura 14.

9.1.1 Análisis estático. Luego de introducir al programa Geo-Slope, los parámetros relacionados con las pantallas ancladas, se busca un factor de seguridad mayor a 1.5 para el análisis estático.

Figura 14. Análisis estático estabilizado con pantallas ancladas.

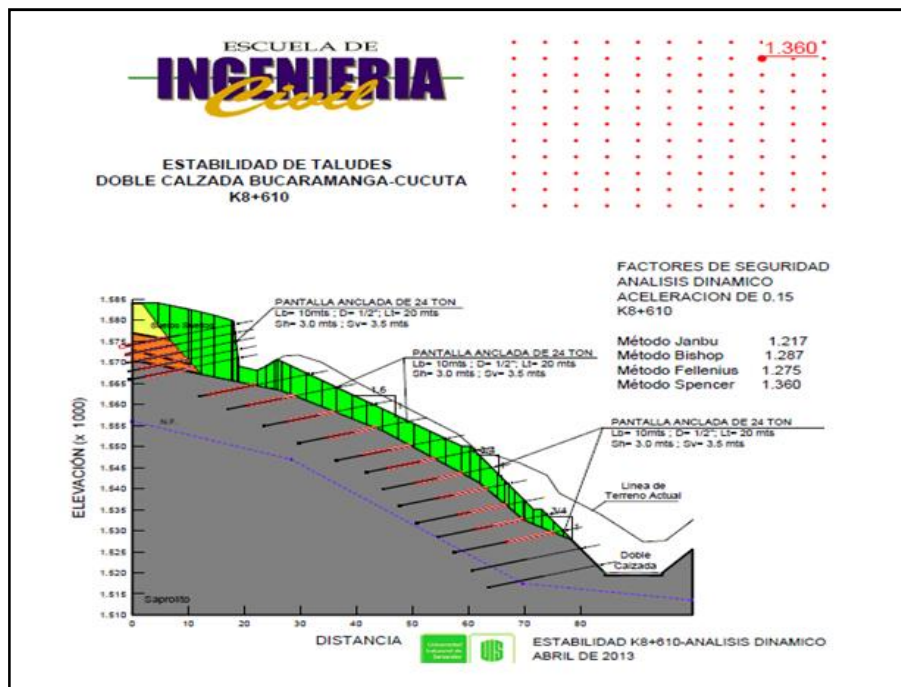


Fuente: Autores

En la Figura 14 se observa que el factor de seguridad por el método de Spencer es de 1.803, se escoge este método ya que él ofrece una aproximación real y más exacta de la estabilización del talud; pero también se busca cumplir en cada uno de los métodos como lo son Bishop, Janbu y Fellenius.

9.1.2 Análisis dinámico. Para el análisis dinámico, se tendrá en cuenta la pseudo aceleración dinámica, que es igual a 0.15; y se buscará que el factor de seguridad sea mayor a 1.05.

Figura 15. Análisis dinámico estabilizado por pantallas ancladas.



Fuente: Autores

En la Figura 15 se observa que el factor de seguridad por el método de Spencer es de 1.360.

9.2 ESTABILIZACIÓN CON ANCLAJES PASIVOS (CLAVOS)

La estabilización con clavos permite analizar el talud por otro método, así se puede observar el comportamiento del talud para poder comparar los diferentes factores de seguridad obtenidos.

Para la estabilización se utilizaron los datos de la Tabla 7, la cual muestra los clavos más usados y las resistencias necesarias para introducir al software Geo-Slope.

Tabla 7. Parámetros de los anclajes pasivos o clavos.

Diámetro	Bar Capacity [KN]	Shear Capacity [KN]
1"	213	149
¾"	120	84
5/8"	83	58
½"	53	37

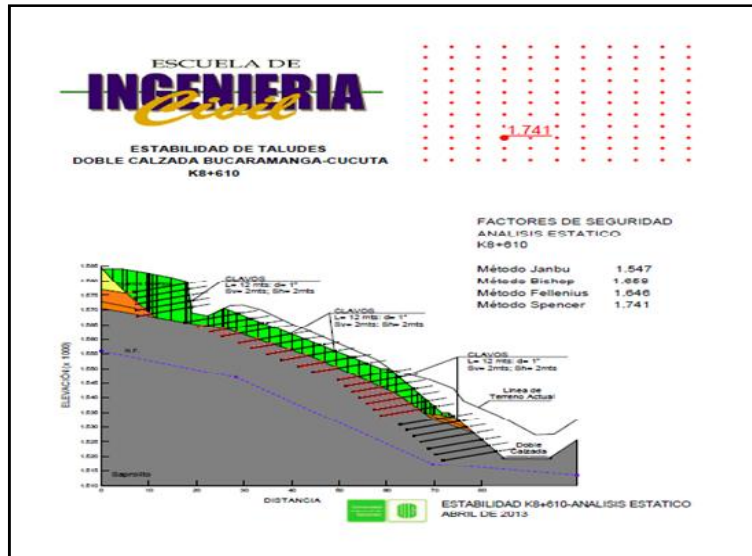
Fuente: Autores

Luego de probar varios tipos de longitudes y capacidades de carga, se escogieron los siguientes parámetros de los clavos ya que este caso en particular mostraba un favorable factor de seguridad, el cual no era ni muy bajo, pero tampoco sobre diseñaba la estabilización del talud. Los datos son los siguientes:

Diámetro de 1 pulgada con una longitud total de 12 metros, y con separaciones horizontales de 2.0 metros, y vertical de 2.0 metros; con alturas máximas de terraplenes de 15 metros, y con bermas de 1.0 metro. Se realiza, a su vez, un terraceo en todo el talud, el cual permita retirar material suelto del talud. La descripción de este terraceo se observa en la Figura 14.

9.2.1 Análisis estático. Luego de introducir al programa Geo-Slope los datos para los anclajes pasivos, se busca un factor de seguridad mayor a 1.5 para el análisis estático.

Figura 16. Análisis estático estabilizado por clavos.



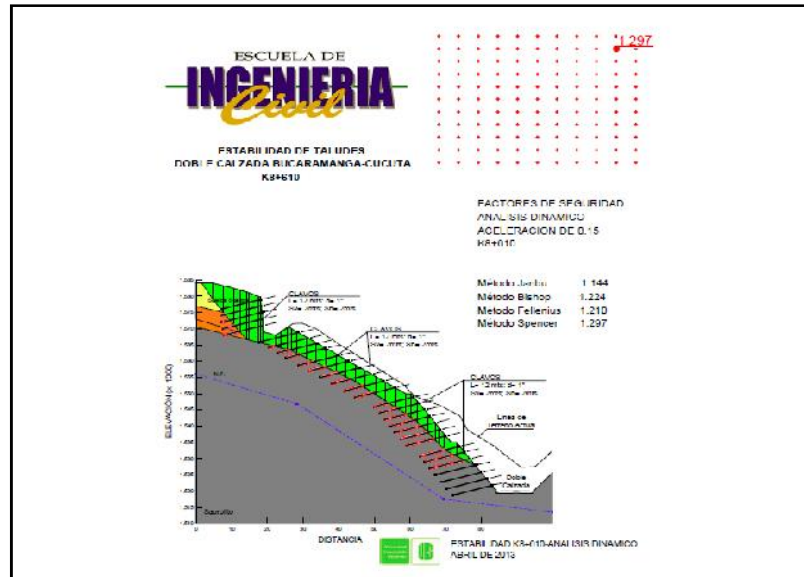
Fuente: Autores

En la Figura 16 se observa el factor de seguridad. Teniendo en cuenta el método de Spencer, tiene un valor igual a 1.741; también se muestran los valores de otros métodos como Janbu, Bishop y Fellenius.

Se observa que los factores de seguridad de los métodos arriba mencionados son aproximados, y que en el método de Spencer el factor de seguridad es mayor que en los demás citados.

9.2.2 Análisis dinámico. Para el análisis dinámico se tendrá en cuenta la seudo aceleración dinámica, la cual es igual a 0.15; y se buscará que el factor de seguridad sea mayor a 1.05.

Figura 17. Análisis dinámico estabilizado por clavos.



Fuente: Autores

En la Figura 17 se observa que el factor de seguridad, teniendo en cuenta el método de Spencer, es de 1.297; de igual forma, se muestran los valores de otros métodos como Janbu, Bishop y Fellenius.

9.3 ESTABILIZACIÓN CON LA COMBINACIÓN ENTRE PANTALLAS ANCLADAS Y CLAVOS.

Para el método combinado se utilizarán las pantallas pasivas en la zona donde se encuentre una capa de suelo muy cercana a la roca. Para garantizar un alto factor de seguridad se introducirán estos anclajes en la roca un mínimo de 3 metros, y las pantallas ancladas se utilizarán para controlar en las masas de suelo más grandes.

Para las pantallas ancladas se utilizaron los valores de la Tabla 6, y para las pantallas pasivas los de la Tabla 7; estas permiten hallar los datos para introducir en el programa Geo-Slope.

Los parámetros definitivos de las pantallas ancladas son los siguientes:

Capacidad de carga de 24 toneladas con un diámetro $\frac{1}{2}$ pulgada, y una longitud de bulbo de 10 metros; además de esto, la longitud total del anclaje será de 20 metros separados cada 3.0 metros de manera horizontal, y verticalmente cada 2.0 metros, con alturas máximas de terraplenes de 15 metros y con bermas de 1.0 metro. Se realizará, a su vez, un terraceo en todo el talud, el cual permita retirar material suelto del talud. La descripción del terraceo se observa en la Figura 18.

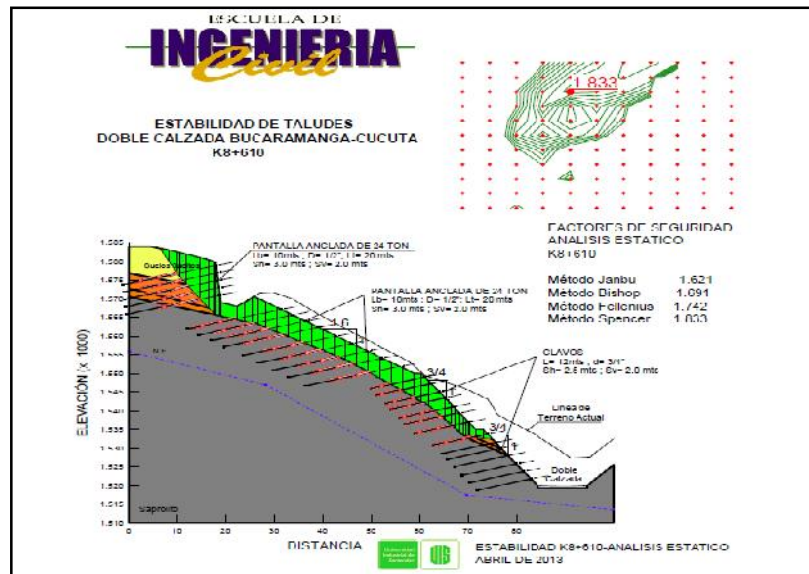
Los parámetros definitivos de los clavos son los siguientes:

Diámetro de $\frac{3}{4}$ pulgada, con una longitud total de 12 metros y con separación horizontal cada 2.5 metros, y vertical cada 2.0 metros; con alturas máximas de terraplenes de 15 metros, y con bermas de 1.0 metro. Se realiza, a su vez, un terraceo en todo el talud, el cual permita retirar material suelto del talud. La descripción de este terraceo se observa en la Figura 18.

Se analiza la reacción estática y dinámica de la obra de estabilidad realizada.

9.3.1 Análisis estático. Luego de introducir al programa Geo-Slope los datos para los anclajes pasivos y de los anclajes pretensados, se busca un factor de seguridad mayor a 1.5 para el análisis estático.

Figura 18. Análisis estático estabilizado por método combinado.



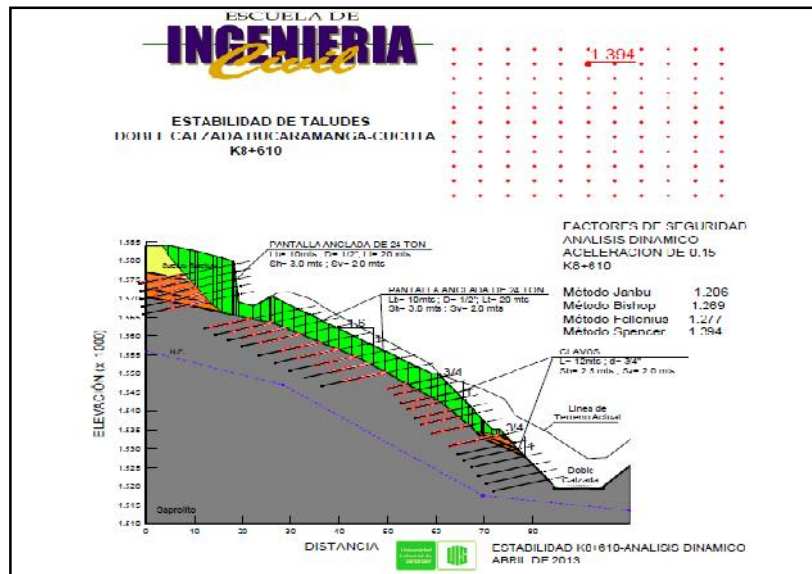
Fuente: Autores

En la Figura 18 se observa que el factor de seguridad por el método de Spencer es de 1.833. Se escoge este ya que él ofrece una aproximación real y más exacta de la estabilización del talud; pero también se busca cumplir en cada uno de otros métodos como Bishop, Janbu y Fellenius.

Se observa que los factores de seguridad de los métodos ya citados son aproximados, y que con el método de Spencer el factor de seguridad es mayor que en los demás.

9.3.2 Análisis dinámico. Para el análisis dinámico, se tendrá en cuenta la pseudo aceleración dinámica, la cual es igual a 0.15, y se buscará que el factor de seguridad sea mayor a 1.05.

Figura 19. Análisis estático estabilizado por método combinado.



Fuente: Autores

En la Figura 19 se observa que el factor de seguridad, teniendo en cuenta el método de Spencer, es de 1.394; también se muestran los valores de otros métodos como Janbu, Bishop y Fellenius.

De las recomendaciones, se puede analizar que los tres métodos propuestos dan un factor de seguridad estable, tanto para condiciones estáticas como dinámicas; se da el mayor factor de seguridad para el caso de la estabilización por el método combinado.

Cabe resaltar que sería bueno, si se tiene la forma, poder analizar otros métodos de estabilización, los cuales en esta investigación no se profundizaron, o no se tocaron ya que estos métodos no son los únicos que se pueden utilizar para estabilizar un talud areno-limoso.

10. CONCLUSIONES

- Con este análisis logramos comprobar que aun habiendo fallado el talud podemos encontrar una aproximación de las condiciones en las que se encontraba el suelo inicialmente, por medio de un levantamiento topográfico para precisar la superficie de la falla; y un modelamiento en software hasta encontrar un factor de seguridad cercano a 1, el cual implica que el talud falla bajo esas condiciones.
- Como resultado del análisis podemos concluir que cuando se estabiliza, o se mejora la resistencia de un suelo con cemento, y se desea modelar el comportamiento en un software, es necesario acudir a la realización de ensayos para conocer las nuevas propiedades de dicho suelo. En este análisis no se tuvo en cuenta esta alternativa ya que no se contaba con las muestras para la realización de los laboratorios.
- Los suelos areno-limosos son complicados para su estabilización debido a que presentan una buena resistencia, pero tienden a deteriorarse rápidamente y fallan. Para este caso, las pantallas ancladas son una buena opción de estabilización ya que se obtuvo en los modelamientos un factor de seguridad en condiciones estáticas igual a 1.803.
- Se observa que la estabilización con clavos garantiza un buen factor de seguridad, pero esta opción no es viable dado que al observarse las condiciones en la región, en general han ocurrido problemas con este método de estabilización, ya que por tener una altura considerable se hace difícil evitar la infiltración del agua en la parte más alta de la montaña; lo que se ha observado en la zona, además de tener torrenteras, no mejora definitivamente las infiltraciones presentadas.

- El método combinado entre pantallas ancladas y pantallas pasivas dan un factor de seguridad más alto, y este se obtiene sin cambiar mucho las condiciones de las otras dos alternativas propuestas. Desde el punto de vista técnico es la opción recomendable para la estabilización de este talud.

BIBLIOGRAFIA

SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos: Tomo 2-Técnicas de remediación. Colombia: Editorial UIS, 2009.

AASHTO (1996). «Standard Specifications for Highway Bridges». 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

Abramson L.W, Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). «Slope stability and stabilization methods». John Wiley & Sons, INC. New York. pp 712.

Armour, T., Groneck P., Keeley J., Sharma, S. (2000). «Micropile Design and Construction Guide lines Implementation Manual». Report FHWA-SA-97070, Federal Highways Administration, 376 pp.

Bruce, D.A. (1988). «Developments in Geotechnical Construction Processes for Urban Engineering». Civil Engineering Practice, Vol. 3, No. 1, pp 49-97.

Bruce, D.A., and R.A. Jewell (1987). «Soil Nailing: Application and Practice – 2 Parts». Ground Engineering, Vol. 20 No. 1, Jan., pp 21-28.

Byrne, R.J., Cotton, D.M., Potterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G., (1998). «Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls». Federal Highway Administration Report FHWASA-96-069R. 530 pp.

Byrne, R.J. (1992). «Soil Nailing: A simplified Kinemattic Analysis». Grouting, soil improvement, and geosynthetics New Orleans (R. H. Bordden, R.D. Holtz, and I. Juran, eds.). Geotechnical Special Publication 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 751-764.

Clough, G.W. and O'Rourke, T.D., (1990). «Movements of In Situ Walls». Proceedings, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 439-470.

Clouterre Project (1991). «French National Research Project on Soil Nailed Walls». English translation by the Federal Highway Administration Report FHWA-SA-93-026.

Cornforth D.H., (2005). «Landslides in practice investigation, analysis, and remedial / preventative options in Soils». John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey. pp. 596.

Elias, V., Juran I. (1988). «Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations». Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation, 210 p.

Felio B.Y., Vucetic, M., Hudson M., Barar, P., and Chapman, R. (1990). «Performance of Soil Nailed Walls During the October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake». Proceedings, 43rd Canadian Geotechnical Conference, Quebec, Canada, pp. 165-173.

Fukokua M. (1977). «The Effects Horizontal Loads on Piles Due Landslides». Proceeding, Speciality Session 10, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, pp. 27-42.

Gassler, G, Gudehus, (1981). «Soil Nailing-Some Soil Mechanic Aspects of In-Situ Reinforced Earth». Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 3, Session 12 Stockholm, pp. 665-670.

Hassiotis S., Chameau J.L., Gunaratne M., (1997). «Design method for stabilization of slopes with piles». ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 314-323.

Hoek, E. (1983). «Strength of jointed rock masses». Geotechnique, Vol.33, No. 3, pp.1878-223.

Ito, T., Matsui, T., (1975). «Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles». Soil and Foundations, Vol. 15, No. 4.

Juran I., Benslimane A., Bruce D.A. (1996). «Slope stabilization by micropile reinforcement». Proceedings of the seventh International Symposium on land slides. Trondheim, pp1715-1726.

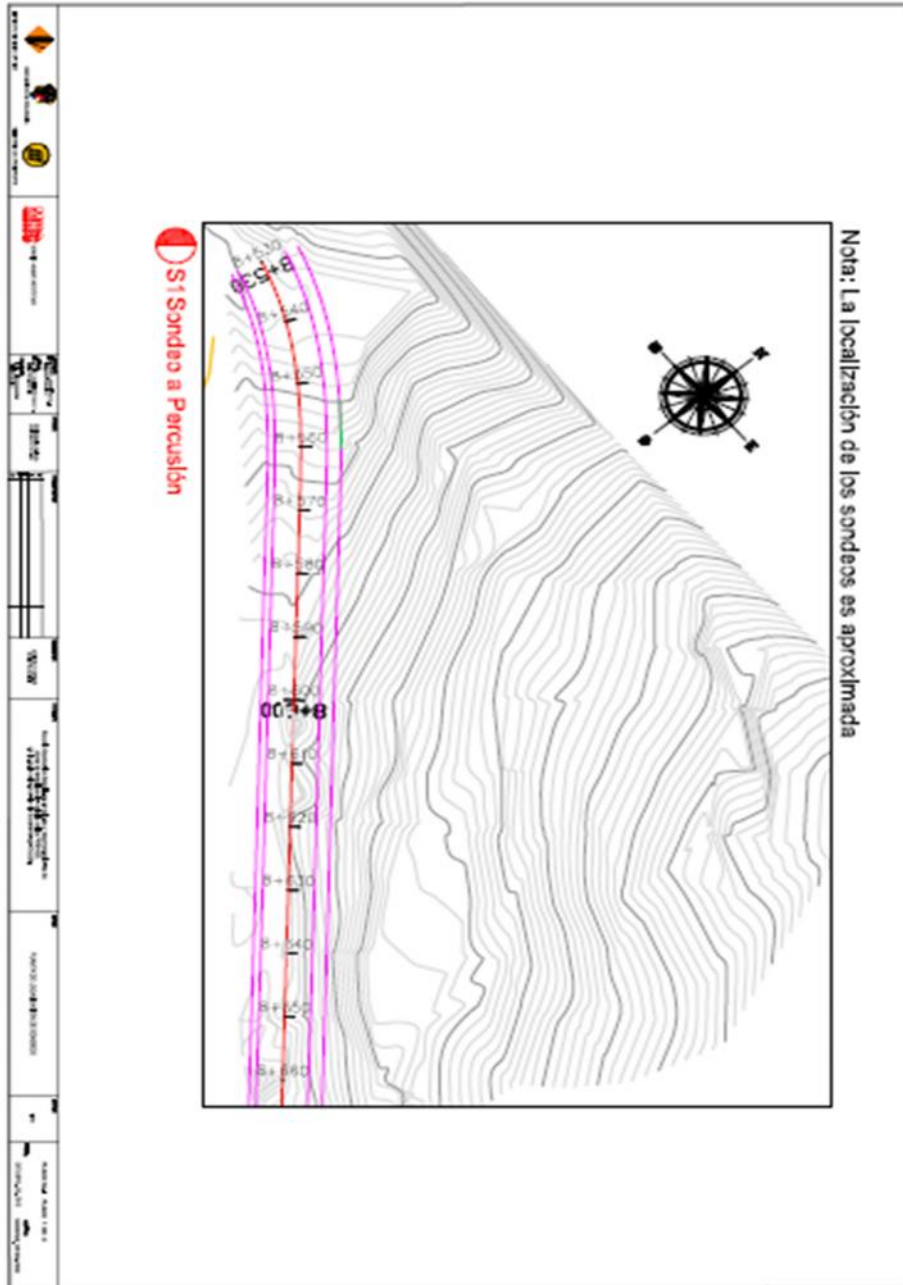
Juran, I., (1977). «Dimensionnement interne des Ouvrages en Terre Armee». Thesis for Doctorate of Engineering. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris.

Kavazanjian, E. Jr., Matasovic, N., Hadj-Hamou, T., and Sabatini, P.J., (1997). «Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume I, Design Principles». Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report FHWA-SA-97076, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

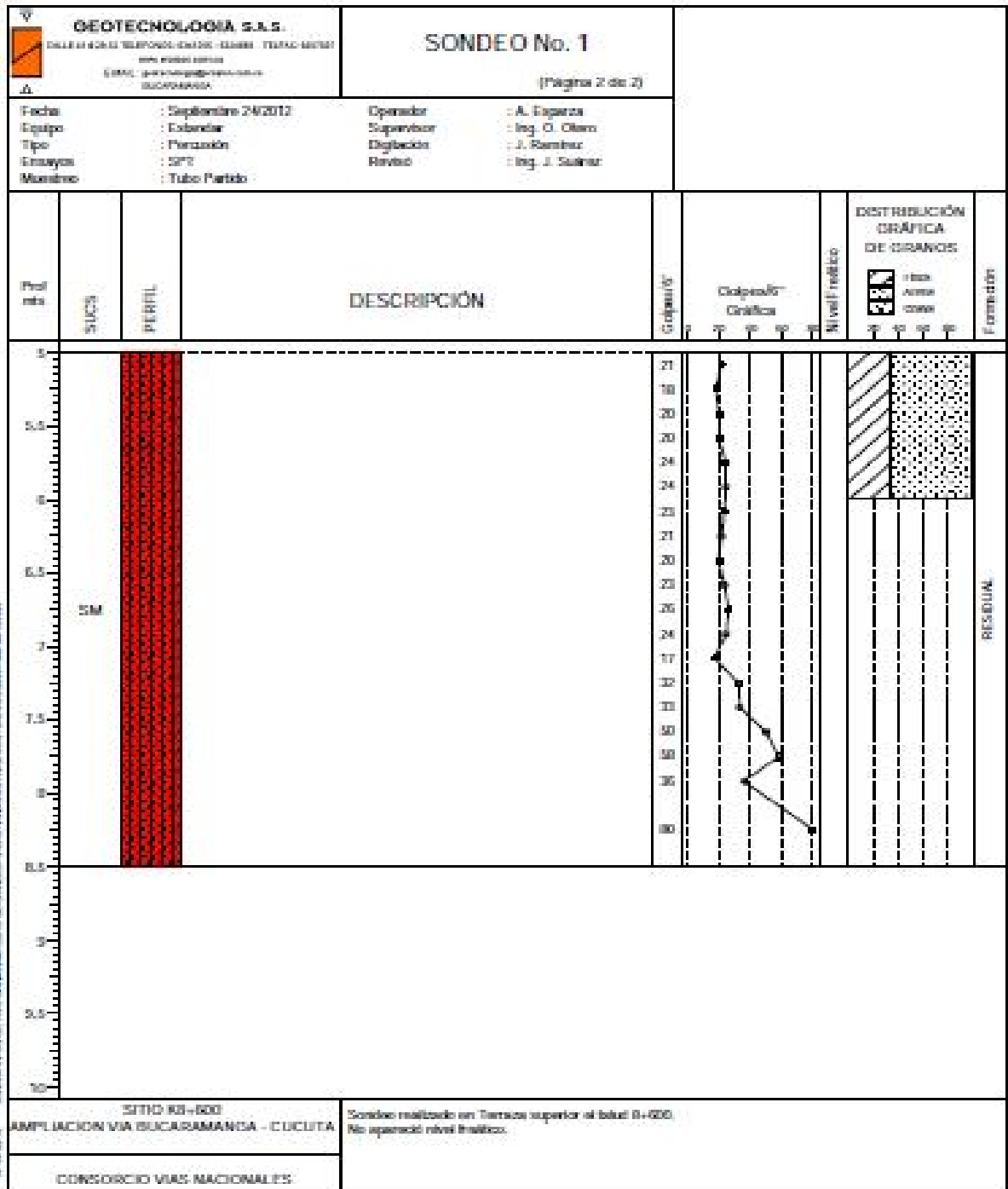
Kramer S.L., (1996). «Geotechnical Earthquake Engineering». Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

ANEXOS

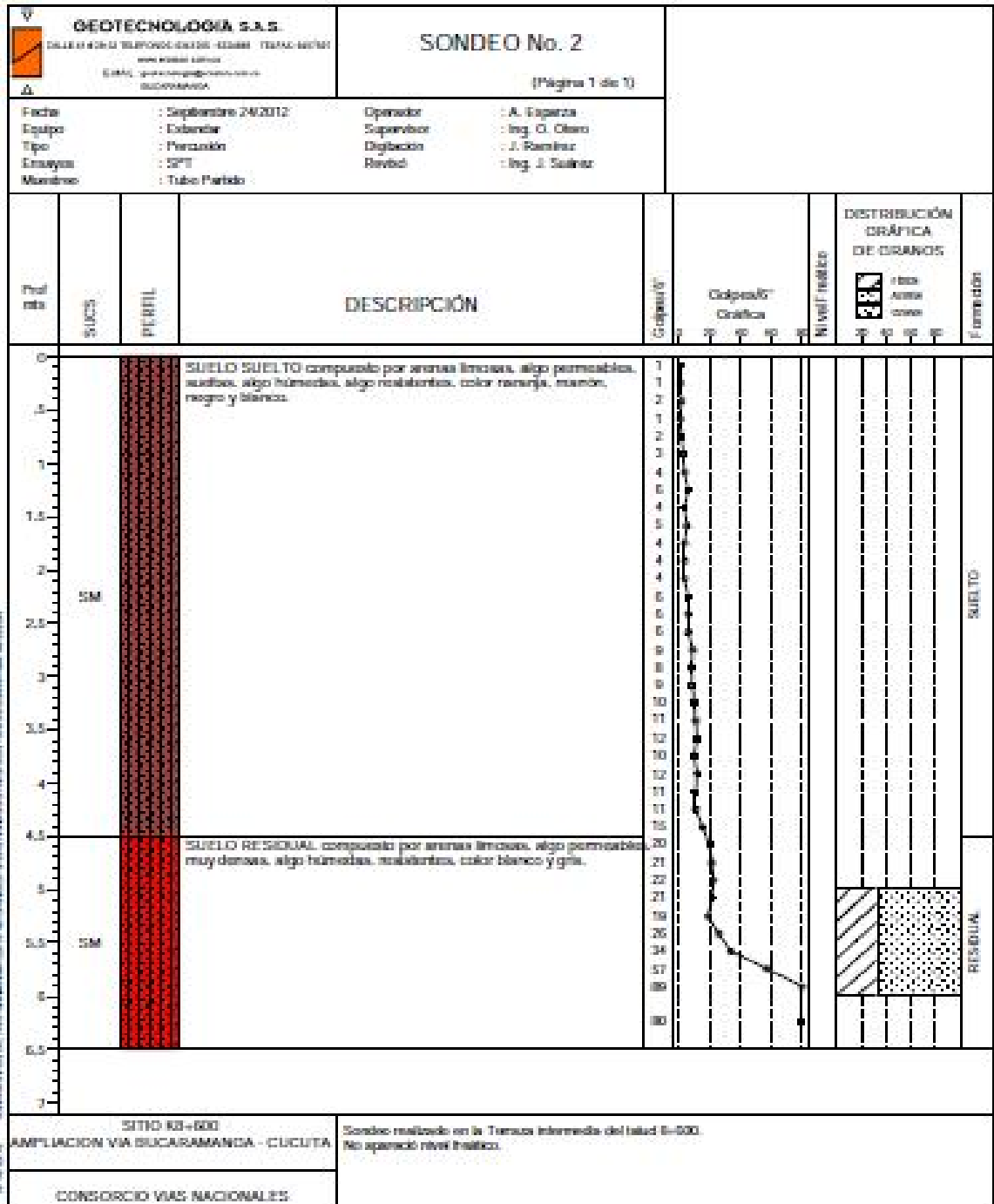
ANEXO A. PLANOS TOPOGRÁFICOS

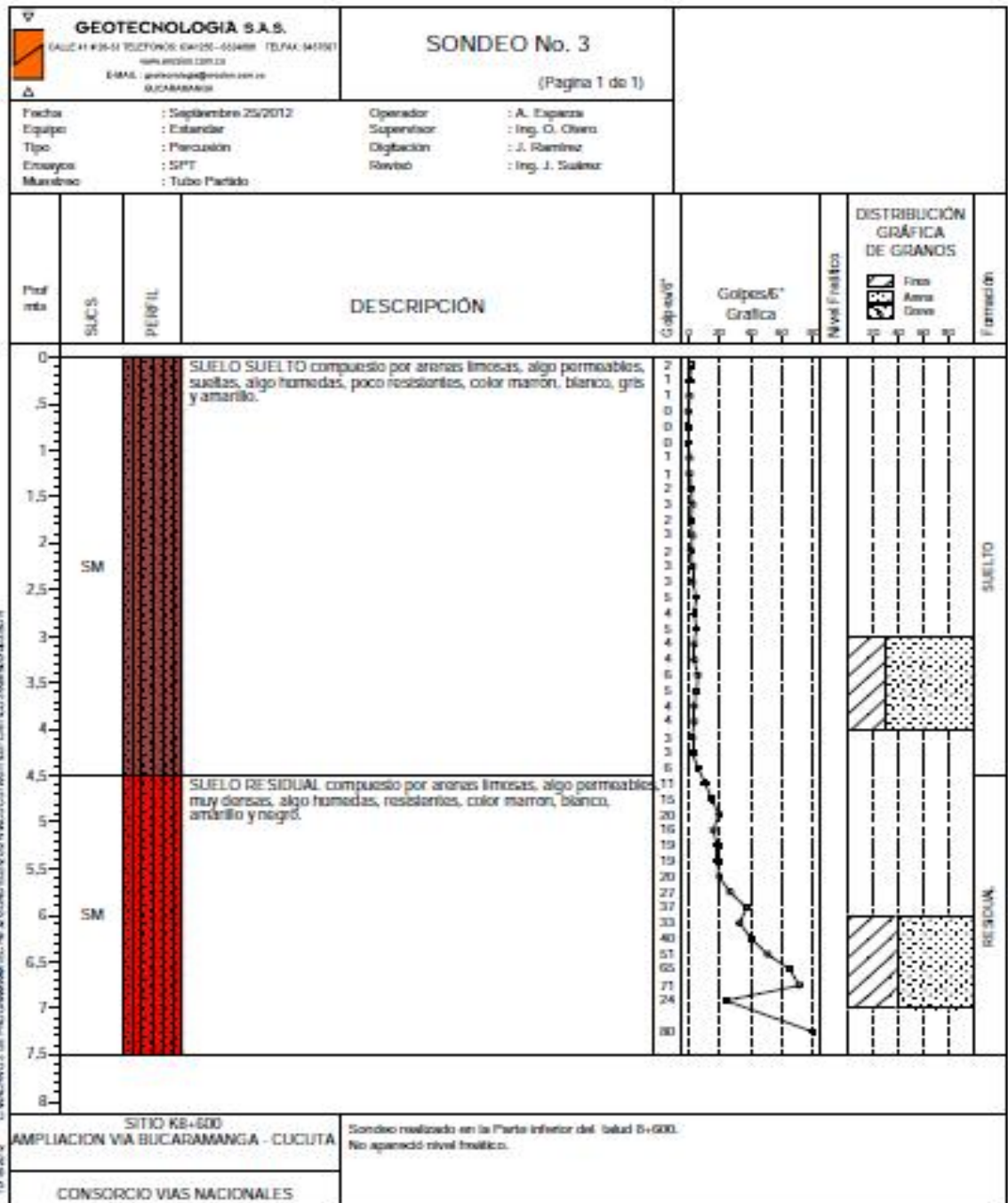


FUENTE: Geotecnología SAS



FUENTE: Geotecnología SAS





FUENTE: Geotecnología SAS

ANEXO C. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE SUELO, ROCA Y MEZCLAS DE SUELO-AGREGADO Normas INV-E 122 - ASTM D2216

EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES
PROYECTO	VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600
ENSAYADO POR	JOHAN GALVIS
FECHA DE ENSAYO	01-OCTUBRE-2012

Sondeo		1		2		3		3			
Muestra No	Profund. mts	M	Prof.	M	Prof.	M	Prof.	M	Prof.	M	Prof.
Tara No		5	5	6	6	4	4	7	7		
W tara + S.Hum.		250,5		250,6		250,7		250,9			
W tara + S.Seco		232,7		232,4		227,5		230,0			
W tara		49,4		50,2		49,3		48,3			
Humedad %		9,71		9,99		13,02		11,50			

Sondeo											
Muestra No	Profund. mts	M	Prof.	M	Prof.	M	Prof.	M	Prof.	M	Prof.
Tara No											
W tara + S.Hum.											
W tara + S.Seco											
W tara											
Humedad %											

FUENTE: Geotecnología SAS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
Normas INV-E 123 - ASTM D422 - AASHTO T88 - NLT 104

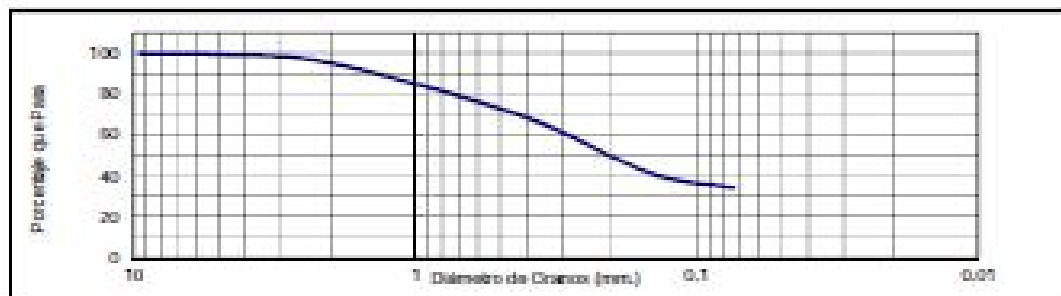
EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES
PROYECTO	VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA KS-600
ENSAYADO POR	JOHAN GALVIS
FECHA DE ENSAYO	01-OCTUBRE-2012

SONDEO	1	MUESTRA	5	PROFUNDIDAD	5.0 mts.
---------------	---	----------------	---	--------------------	----------

CONTENIDO DE HUMEDAD	
W. S. Humedo + tara (grs)	250,50
W. S. Seco + tara (grs)	232,70
W. Tara (grs)	49,40
W. Suelo Seco (grs)	183,30
% Humedad	9,71

CLASIFICACIÓN	
SUCS	SM
Descripción:	Arenas limosas Color amarillo, marrón, gris, blanco y negro.

DISTRIBUCIÓN DE TAMAÑOS				
Tamiz	No.	mm.	Peso Retenido grs.	% Que Pasa %
4	4,750	1,30	99,29	
10	2,000	7,60	95,14	
40	0,425	45,60	69,72	
100	0,149	51,30	41,73	
200	0,074	14,00	34,10	



Grava = 0,71% Arena = 65,19% Fines = 34,10%

C:\Laboratorio\ESTUDIOS\2012\VA BUCARAMANGA - CÚCUTA KILOMETRO 600\06.01.5

FUENTE: Geotecnología SAS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
Normas INV-E 123 - ASTM D422 - AASHTO T98 - NLT 104

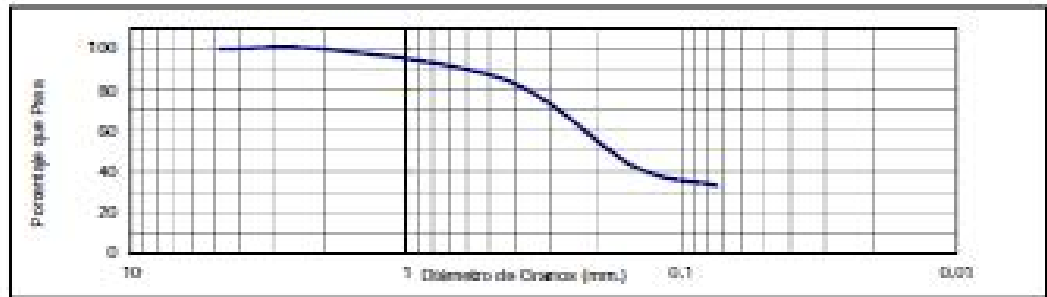
EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES
PROYECTO	VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600
ENSAYADO POR	JOHAN GALVIS
FECHA DE ENSAYO	01-OCTUBRE-2012

SONDEO	2	MUESTRA	6	PROFUNDIDAD	6.0 mts
---------------	---	----------------	---	--------------------	---------

CONTENIDO DE HUMEDAD	
W. S. Humedo + tara (grs)	250.60
W. S. Seco + tara (grs)	232.40
W. Tara (grs)	50.20
W. Suelo Seco (grs)	182.20
% Humedad	9.99

CLASIFICACIÓN	
SUCS	SM
Descripción:	Arenas limosas Color amarillo, marrón, grs, blanco y negro.

DISTRIBUCIÓN DE TAMAÑOS				
No.	Tamiz		Peso Retenido grs.	% Que Pasa %
	mm.			
4	4.750		0.00	100.00
10	2.000		0.10	99.95
40	0.425		28.60	84.25
100	0.149		75.90	42.59
200	0.074		17.50	32.99



Grava - 0,00% Arena - 67,01% Finos - 32,99%

C:\Laboratorios\TUBO\ESTADIA BUCARAMANGA - CÚCUTA KILOMETRO MORANULO-006.XLS

FUENTE: Geotecnología SAS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
Normas INV-E 123 - ASTM D422 - AASHTO T88 - NLT 104

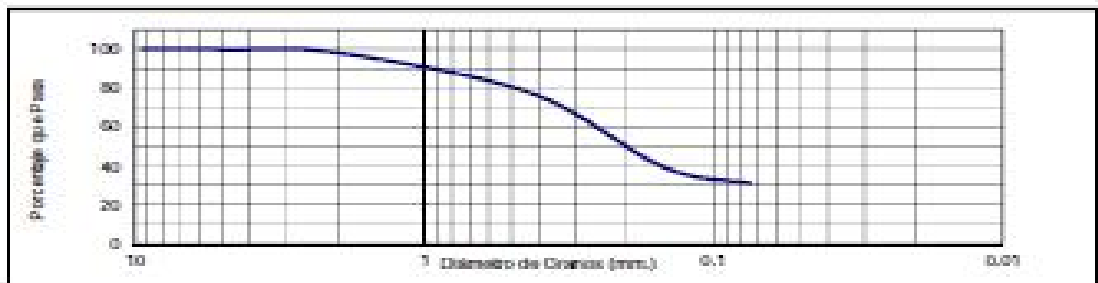
EMPRESA	CONSORCIO VÍAS NACIONALES
PROYECTO	VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600
ENSAYADO POR	JOHAN GALVIS
FECHA DE ENSAYO	01-OCTUBRE-2012

SONDEO	3	MUESTRA	4	PROFUNDIDAD	4.0 mts
---------------	---	----------------	---	--------------------	---------

CONTENIDO DE HUMEDAD	
W. S. Humedo + tara (grs)	250,70
W. S. Seco + tara (grs)	227,50
W. Tara (grs)	49,30
W. Sodio Seco (grs)	178,20
% Humedad	13,00

CLASIFICACIÓN	
SUCS	SM
Descripción:	Arenas limosas Color amarillo, marrón, blanco y gris.

DISTRIBUCIÓN DE TAMAÑOS			
No.	Tamiz	Peso Retenido grs.	% Que Pasa %
	mm.		
3/8	9.500	0,00	100,00
4	4.750	0,20	99,80
10	2.000	3,00	98,20
40	0.425	37,10	77,38
100	0.149	67,50	39,51
200	0.074	15,30	30,92



Grava = 0,11% Arena = 68,97% Finos = 30,92%

C:\Laboratorios\ESTUDIOS\010\MA BUCARAMANGA - CÚCUTA KILOMETRO 8\GRANULO-001.XLS

FUENTE: Geotecnología SAS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
Normas INV-E 123 - ASTM D422 - AASHTO T88 - NLT 104

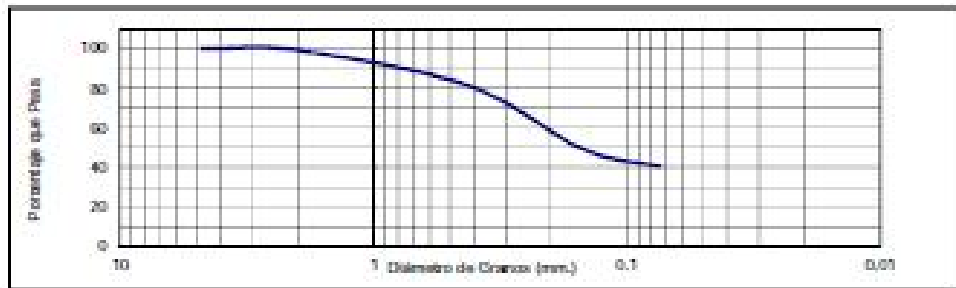
EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES
PROYECTO	VIA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600
ENSAYADO POR	JOHAN GALVIS
FECHA DE ENSAYO	01-OCTUBRE-2012

SONDEO	3	MUESTRA	J	PROFUNDIDAD	7.0 mts
--------	---	---------	---	-------------	---------

CONTENIDO DE HUMEDAD	
W. S. Humedo + tara (grs)	250.90
W. S. Seco + tara (grs)	230.00
W. Tara (grs)	48.30
W. Suelo Seco (grs)	181.70
% Humedad	11.90

CLASIFICACIÓN	
SUCS	SM
Descripción:	Arenas limosas Color amarillo, marrón, blanco y negro.

DISTRIBUCIÓN DE TAMAÑOS			
No.	Tamiz	Peso Retenido grs.	% Que Pasa %
	mm.		
4	4.760	0.00	100.00
10	2.000	1.50	99.17
40	0.425	32.20	81.45
100	0.149	58.70	49.15
200	0.074	16.20	40.23



Grava = 0,00% Arena = 58,77% Finos = 40,23%

C:\Laboratorios\ESTUDIOS\VIAS BUCARAMANGA - CÚCUTA KILOMETRO 88\GRANULO-08\0.5

FUENTE: Geotecnología SAS

MEMORIA ENSAYO DE CORTE DIRECTO DRENADO
Normas INV-E 154 - ASTM D3080 - AASHTO T236

EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES
PROYECTO	VIA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

SONDEO	1	Muestra	8	Profundidad	8,0 mts
---------------	---	----------------	---	--------------------	---------

Dimensiones de la Muestra					
Díámetro :	6,35	cm	Área :	31,67	cm ²
Altura :	2,40	cm	Volumen :	76,01	cm ³

DENSIDAD HUMEDA			HUMEDAD DE LA MUESTRA		
Peso muestra + anillo :	245,00	grs	Peso suelo húmedo + tara :	25,30	grs
Peso anillo :	102,70	grs	Peso suelo seco + tara :	23,00	grs
Peso muestra :	142,30	grs	Peso tara :	11,70	grs
Densidad Húmeda :	1,87	grs/cm ³	Humedad :	20,35	%

FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga :	10	kg	Punto No :	1
Esfuerzo vertical	0,316	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL DE CARGA	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
HORIZONTAL 1E-3 pulg	VERTICAL 2E-3 mm		
0	0	0	0
10	25	8	0,0875
20	55	11	0,1256
30	92	14	0,1638
40	100	16	0,1892
50	122	17	0,2019
60	133	17	0,2019
70	150	19	0,2274
80	157	21	0,2528
90	159	21	0,2528
100	167	21	0,2528
110	183	23	0,2782
120	189	28	0,3417
130	186	30	0,3672
140	180	29	0,3545
150	181	29	0,3545
160	185	30	0,3672
170	186	31	0,3799
180	178	31	0,3799
190	170	32	0,3926
200	165	30	0,3672
210	164	31	0,3799
220	164	32	0,3926



FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga	20	kg	Punto No :	2
Esfuerzo vertical	0,632	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL DE CARGA	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
HORIZONTAL 1E-3 pulg	VERTICAL 2E-3 mm		
0	0	0	0
10	55	11	0,1256
20	95	20	0,2401
30	120	23	0,2782
40	150	26	0,3163
50	170	29	0,3545
60	180	33	0,4053
70	195	35	0,4307
80	210	37	0,4561
90	218	38	0,4688
100	229	40	0,4942
110	233	40	0,4942
120	240	43	0,5323
130	240	43	0,5323
140	246	44	0,5450
150	252	47	0,5830
160	252	48	0,5957
170	255	49	0,6084
180	261	50	0,6211
190	262	51	0,6338
200	261	52	0,6465
210	161	53	0,6592
220	264	54	0,6719



FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K9+600

Carga :	30	kg	Punto No :	3
Esfuerzo vertical	0,947	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL DE CARGA	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
HORIZONTAL 1E-3 pulg	VERTICAL 2E-3 mm		
0	0	0	0
10	16	15	0,1765
20	51	20	0,2401
30	77	29	0,3417
40	105	38	0,4688
50	120	39	0,4815
60	134	39	0,4815
70	140	40	0,4942
80	145	44	0,5450
90	156	46	0,5704
100	165	50	0,6211
110	169	53	0,6592
120	169	54	0,6719
130	176	57	0,7099
140	181	59	0,7353
150	191	61	0,7607
160	199	64	0,7987
170	204	66	0,8241
180	205	68	0,8495
190	205	69	0,8621
200	202	70	0,8748
210	199	71	0,8875
220	196	71	0,8875



FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga	: 40	kg	Punto No :	4
Esfuerzo vertical	: 1,263	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL	ESFUERZO
HORIZONTAL	VERTICAL	DE	DE CORTE
1E-3 pulg	2E-3 mm	CARGA	kg/cm ²
0	0	0	0
10	26	27	0,3290
20	55	37	0,4561
30	82	43	0,5323
40	100	48	0,5957
50	121	53	0,6592
60	137	57	0,7099
70	148	63	0,7861
80	153	64	0,7987
90	156	67	0,8368
100	160	70	0,8748
110	165	74	0,9255
120	166	75	0,9382
130	170	78	0,9762
140	171	80	1,0016
150	173	82	1,0268
160	174	83	1,0396
170	172	84	1,0522
180	170	84	1,0522
190	166	85	1,0649
200	162	87	1,0902
210	158	87	1,0902
220	153	87	1,0902



FUENTE: Geotecnología SAS

PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO DE CORTE DIRECTO CONSOLIDADO DRENADO
 Equipo WYKEHAM FARRANCE Modelo No. 25401 Serie No. 105705-0
 Normas INV-E 154 - ASTM D3080 - AASHTO T236

EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES		
LOCALIZACION	VIA BUCARAMANGA - CUCUTA RS-600		

SONDEO	1	Muestra	B	Profundidad	8 mts
--------	---	---------	---	-------------	-------

descripcion de la muestra: Arenas limosas, algo permeables, muy densas, algo humedas, resistentes de color marron, amarillo, blanco, gris y negro.

Estado de la muestra

Abrada

Humeda

Infiltrada

Saturada

Fecha Ensayo: OCTUBRE DE 2012

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Prueba Numero	Esfuerzo Normal Kg/cm ²	Esfuerzo Cortante Maximo Kg/cm ²
1	0.316	0.3925
2	0.632	0.6719
3	0.947	0.8875
4	1.263	1.0902



Parámetros	Máximos
Angulo de fricción interna	36.186
Cohesión kg/cm ²	0.183

FUENTE: Geotecnología SAS

MEMORIA ENSAYO DE CORTE DIRECTO DRENADO
Normas INV-E 154 - ASTM D3080 - AASHTO T236

EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES		
PROYECTO	VIA BUCARAMANGA - CÚCUTA KB+600		

SONDEO	2	Muestra	4	Profundidad	4,0 mts
--------	---	---------	---	-------------	---------

Dimensiones de la Muestra					
Diámetro :	6,35	cm	Área :	31,67	cm ²
Altura :	2,40	cm	Volumen :	76,01	cm ³

DENSIDAD HUMEDA			HUMEDAD DE LA MUESTRA		
Peso muestra + anillo :	238,20	grs	Peso suelo húmedo + tara :	25,60	grs
Peso anillo :	102,70	grs	Peso suelo seco + tara :	22,80	grs
Peso muestra :	135,50	grs	Peso tara :	11,30	grs
Densidad Húmeda :	1,78	grs/cm ³	Humedad :	24,35	%

FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga	: 10	kg	Punto No :	1
Esfuerzo vertical	: 0,316	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL DE CARGA	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
HORIZONTAL 1E-3 pulg	VERTICAL 2E-3 mm		
0	0	0	0
10	20	10	0,1129
20	48	12	0,1383
30	69	14	0,1638
40	84	15	0,1765
50	99	17	0,2019
60	112	18	0,2146
70	125	19	0,2274
80	136	21	0,2528
90	142	22	0,2655
100	150	23	0,2782
110	160	24	0,2909
120	163	25	0,3036
130	168	26	0,3163
140	176	28	0,3417
150	180	28	0,3417
160	181	28	0,3417
170	181	29	0,3545
180	181	30	0,3672
190	181	30	0,3672
200	177	31	0,3799
210	172	31	0,3799
220	168	31	0,3799



FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga	: 20	kg	Punto No :	2
Esfuerzo vertical	: 0,632	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL DE CARGA	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
HORIZONTAL 1E-3 pulg	VERTICAL 2E-3 mm		
0	0	0	0
10	21	11	0,1256
20	58	17	0,2019
30	89	20	0,2401
40	114	23	0,2782
50	131	29	0,3545
60	146	27	0,3290
70	163	28	0,3417
80	170	28	0,3417
90	179	31	0,3799
100	186	34	0,4180
110	194	35	0,4307
120	198	37	0,4561
130	200	38	0,4688
140	205	39	0,4815
150	209	41	0,5069
160	213	43	0,5323
170	214	44	0,5450
180	218	45	0,5577
190	219	46	0,5704
200	219	46	0,5704
210	219	47	0,5830
220	213	48	0,5957



FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga :	30	kg	Punto No :	3
Esfuerzo vertical :	0,947	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL DE CARGA	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
HORIZONTAL 1E-3 pulg	VERTICAL 2E-3 mm		
0	0	0	0
10	14	18	0,2146
20	38	25	0,3036
30	58	28	0,3417
40	74	32	0,3926
50	91	35	0,4307
60	108	39	0,4815
70	119	41	0,5069
80	131	45	0,5577
90	140	48	0,5957
100	145	51	0,6338
110	153	51	0,6338
120	157	54	0,6719
130	159	56	0,6973
140	160	57	0,7099
150	160	59	0,7353
160	159	61	0,7607
170	158	61	0,7607
180	156	62	0,7734
190	153	63	0,7861
200	151	63	0,7861
210	147	63	0,7861
220	143	64	0,7987



FUENTE: Geotecnología SAS

DEFORMACION HORIZONTAL ,VERTICAL Y ESFUERZO DE CORTE

Localizacion : VÍA BUCARAMANGA - CÚCUTA K8+600

Carga :	40	kg	Punto No :	4
Esfuerzo vertical	1,263	kg/cm ²	Velocidad Corte:	1,2

RESISTENCIA MAXIMA AL CORTANTE

DEFORMACION		LECTURA DIAL	ESFUERZO
HORIZONTAL	VERTICAL	DE	DE CORTE
1E-3 pulg	2E-3 mm	CARGA	kg/cm ²
0	0	0	0
10	23	23	0,2782
20	62	32	0,3926
30	103	35	0,4307
40	142	41	0,5069
50	164	47	0,5830
60	187	50	0,6211
70	201	53	0,6592
80	219	57	0,7099
90	232	60	0,7480
100	242	65	0,8114
110	250	65	0,8114
120	258	67	0,8368
130	260	68	0,8495
140	269	71	0,8875
150	275	73	0,9128
160	281	75	0,9382
170	286	77	0,9635
180	289	78	0,9762
190	293	79	0,9889
200	294	80	1,0016
210	293	80	1,0016
220	290	81	1,0142



FUENTE: Geotecnología SAS

PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO DE CORTE DIRECTO CONSOLIDADO DRENADO
 Equipo WYKEHAM FARRANCE Modelo No. 25401 Serie No. 105705-0
 Normas INV-E 154 - ASTM D3080 - AASHTO T236

EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES		
LOCALIZACION	VIA BUCARAMANGA - CUCUTA K8-600		

SONDEO	2	Muestra	4	Profundidad	4 mts
--------	---	---------	---	-------------	-------

descripcion de la muestra: Arenas limosas, algo permeables, sueltas, algo humedas, algo resistentes de color naranja, marron, negro y blanco.

Estado de la muestra

Ahorada Humeda
 Inalterada Saturada

Fecha Ensayo: OCTUBRE DE 2012

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Prueba Numero	Esfuerzo Normal Kg/cm ²	Esfuerzo Cortante Maximo Kg/cm ²
1	0,316	0,3799
2	0,632	0,5957
3	0,947	0,7987
4	1,263	1,0142



Parámetros	Máximos
Ángulo de fricción interna	33,717
Cohesión kg/cm ²	0,170

FUENTE: Geotecnología SAS

CANTIDAD DE MATERIAL FINO QUE PASA EL TAMIZ 200
Normas INV-E 214

EMPRESA	CONSORCIO VIAS NACIONALES
PROYECTO	VIA BUCARAMANGA - CUCUTA KB+600
ENSAYADO POR	JOHAN GALVIS
FECHA DE ENSAYO	01-OCTUBRE-2012

SONDEO	3	MUESTRA	5	PROFUNDIDAD	5,0	mts
--------	---	---------	---	-------------	-----	-----

CONTENIDO DE HUMEDAD		
W tara + S.Hum.	(grs)	250,40
W tara + S.Seco	(grs)	222,10
W tara	(grs)	48,30
W.Suelo seco	(grs)	173,80
% Humedad		16,28

DISTRIBUCION DE TAMAÑOS			
Tamiz		Peso Retenido grs.	% Que Pasa %
No.	mm.		
200	0,074	110,90	36,19

% Finos	36,19
---------	-------

SONDEO		MUESTRA		PROFUNDIDAD		mts
--------	--	---------	--	-------------	--	-----

CONTENIDO DE HUMEDAD		
W tara + S.Hum.	(grs)	
W tara + S.Seco	(grs)	
W tara	(grs)	
W.Suelo seco	(grs)	
% Humedad		

DISTRIBUCION DE TAMAÑOS			
Tamiz		Peso Retenido grs.	% Que Pasa %
No.	mm.		
200	0,074		

% Finos	
---------	--

FUENTE: Geotecnología SAS