

**ESTUDIO Y ANALISIS POR REMOCIÓN EN MASA EN LA VIA
CALIFORNIA - VETAS**

GERSSON ARMEL PEÑA VERA

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

2012

**ESTUDIO Y ANALISIS POR REMOCIÓN EN MASA EN LA VIA
CALIFORNIA - VETAS**

GERSSON ARMEL PEÑA VERA

Proyecto de Grado para optar al título de Magister en Geotécnia

Director

VLADIMIR MERCHAN

Ing. Civil, Phd. En Geotécnia

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

2012

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	18
2.	DESCRIPCION DEL PROYECTO	19
2.1.	Objetivos.....	19
2.1.1.	Objetivo General.....	19
2.1.2.	Objetivos Específicos	19
2.2.	GENERALIDADES.....	20
2.2.1.	Localización.....	20
2.2.2.	Metodología.....	21
3.	GEOLOGÍA.....	22
3.1.	GEOLOGÍA REGIONAL.....	22
3.1.1.	Unidades Geológicas Presentes en el área	22
3.2.	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL.....	25
3.3.	GEOLOGÍA SECTORES CRÍTICOS.....	26
3.3.1.	Sector Crítico 1	27
3.3.2.	Sector Crítico 2.....	27
3.3.3.	Unidades Geológicas Superficiales Sector Crítico 1	28
3.3.4.	Unidades Geológicas Superficiales Sector Crítico 2	31
3.3.5.	Geomorfología Sector Crítico 1.....	34
3.3.6.	Geomorfología Sector Crítico 2.....	37
3.3.7.	Análisis Morfodinámicos Sector Crítico 1	40

3.3.8.	Análisis Morfodinámico Sector Crítico 2.....	42
3.4.	ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS.....	46
3.4.1.	Análisis de Macizos Rocosos por el Método RMR (Bieniavsky 1989) .	49
3.4.2.	Análisis del Macizo Rocoso mediante el parámetro GSI.....	53
3.5.	SISMICIDAD.....	55
3.5.1.	Sismicidad Histórica.....	55
3.5.2.	Características del sitio de acuerdo a la norma NSR-10.....	55
4.	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA.....	59
4.1.	EXPLORACION GEOTECNICA.....	59
4.1.1.	Investigaciones de Campo.....	59
4.1.2.	Registros de Perforación SPT.....	69
4.2.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	69
4.2.1.	Ensayos de Clasificación.....	69
4.2.2.	Ensayos de resistencia.....	82
4.3.	PARAMETROS DE RESISTENCIA OBTENIDOS A PARTIR DEL ENSAYO SPT.....	87
5.	EVALUACION DEL MODELO GEOLOGICO Y GEOTECNICO.....	97
5.1.	METODOLOGÍA DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO.....	99
5.2.	CALIBRACION DEL MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO.....	100
5.3.	PARÁMETROS GEO MECÁNICOS EMPLEADOS EN LA MODELACIÓN	103
6.	AMENAZA POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA.....	104
6.1	CATEGORIZACIÓN DE LA AMENAZA.....	105
6.1.	EVALUACIÓN DE LA PROBALIDAD DE FALLA.....	106

6.1.1.	AMENAZA LOCAL.....	107
6.1.2.	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ANTE DESLIZAMIENTO.....	123
7.	PREDISEÑO DE OBRAS.....	134
7.1.	PANTALLA ANCLADA.....	134
7.2.	ANCLAJES	134
7.2.1.	Materiales.....	134
7.2.2.	Perforación	135
7.2.3.	Armado e instalación	135
7.2.4.	Llenado e inyección	136
7.2.5.	Tensionamiento	137
7.2.6.	Prueba de carga	137
7.2.7.	Protección de la cabeza del anclaje.....	138
7.3.	MUROS EN GAVIONES	138
7.4.	EL MANEJO DE AGUAS SUPERFICIALES.....	139
7.4.1.	Cunetas Revestidas en Concreto	139
7.4.2.	Cunetas Flexibles	140
7.4.3.	Drenes Horizontales o de Penetración.....	140
7.5.	REVEGETALIZACION	142
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	144
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	149

TABLA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación Área de estudio _____	20
Figura 2. Metodología para la realización del Estudio _____	21
Figura 3. Mapa Geológico Regional _____	22
Figura 4. Esquema estructural del Departamento de Santander. _____	26
Figura 5. Vista panorámica sector 1 _____	27
Figura 6. Panorámica sector 2 Vía Vetas – California _____	28
Figura 7. Aspecto de las rocas Ígneas _____	29
Figura 8. Detalle de la roca; Cuarzo, Sericita, Plagioclasa _____	29
Figura 9. Aspecto de las unidades de Suelos en el Sector 1 _____	30
Figura 10. Detalle de la Unidad de Suelo _____	30
Figura 11. Plano de Unidades Geológicas Superficiales Rbi: Rocas Igneas; Sco: Suelos Coluviales; Col: Material deslizado y activo. _____	31
Figura 12. Panorámica Suelos Coluviales sector _____	32
Figura 13. Detalle Suelos Coluviales vista de afloramiento _____	33
Figura 14. Unidades Geológicas Superficiales Sector 2 _____	33
Figura 15. Geoforma desarrollada sobre el talud inferior de la vía. _____	34
Figura 16. Ladera Escarpada Sector _____	35
Figura 17. Laderas inclinadas adyacentes a la zona de deslizamiento _____	36
Figura 18. Deslizamiento sector 1 las flechas indican el sentido de la pendiente ____	36
Figura 19. Unidades Geomorfológicas Sector 1 _____	37
Figura 20. Unidades Geomorfológicas sector 2 _____	38

Figura 21. Aspecto del depósito Coluvial Sector 1 _____	38
Figura 22. Cuerpos de depósito de Movimiento en Masa Sector 2 _____	39
Figura 23. Formación de Terracetas Sector 2 _____	39
Figura 24. Unidades Geomorfológicas Sector 2 _____	40
Figura 25. Erosión de Tipo Laminar sobre el talud superior de la Vía _____	41
Figura 26. Surcos de Erosión ladera inferior de la vía _____	41
Figura 27. Evidencia de la erosión de tipo laminar en el sector 2 _____	43
Figura 28. Generación de erosión en surcos Sector 2 _____	44
Figura 29. Deslizamiento sector 2 _____	45
Figura 30. Bloques de roca dentro del deslizamiento sector 2 _____	45
Figura 31. Fenómeno de Remoción en Masa Sector 1 _____	46
Figura 32. Diagrama de Polos _____	48
Figura 33. Diagrama de Densidades _____	48
Figura 34. Diagrama de Rosetas _____	49
Figura 35. Discontinuidades del macizo rocoso sector 1 _____	50
Figura 36. Clasificación de macizos rocosos según parámetro GSI _____	54
Figura 37. Mapa de Amenaza Sísmica y valores de Aa de Colombia _____	55
Figura 38. Mapa de categorías de amenaza relativa por movimientos en masa de Colombia _____	58
Figura 39. Ensayo de penetración estándar _____	60
Figura 40. Localización en planta de los sondeos y Apiques – Sector 1 _____	61
Figura 41. Localización en planta de los sondeos y Apiques – Sector 2 _____	61
Figura 42. Resumen datos obtenidos Sondeo 1. _____	71
Figura 43. Resumen datos obtenidos – Sondeo 2 _____	72

Figura 44. Resumen datos obtenidos – Sondeo 3	74
Figura 45. Resumen datos obtenidos- Sondeo 5.	77
Figura 46. Resumen datos obtenidos – Sondeo 6	78
Figura 47. Resumen datos obtenidos – Sondeo 7	79
Figura 48. Clasificación del Suelo – Sondeo 8	80
Figura 49. Resumen datos obtenidos – Sondeo 9	82
Figura 50. Resumen ensayos de corte Sector 1	84
Figura 51. Resumen ensayos de corte – Sector 2	87
Figura 52. Variación N – Sondeo 1	89
Figura 53. Variación N – Sondeo 2	90
Figura 54. Variación N – Sondeo 4	92
Figura 55. Variación N – Sondeo 5	93
Figura 56. Variación N – Sondeo 6	94
Figura 57. Variación N – Sondeo 7	95
Figura 58. Variación N – Sondeo 8	96
Figura 59. Variación N – Sondeo 9	96
Figura 60. Localización en planta de los perfiles de análisis y de modelación – Sector 1	98
Figura 61. Localización en planta de los perfiles de análisis y de modelación – Sector 2	98
Figura 62. Método de Montecarlo	107
Figura 63. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones estáticas – Sector 1	110
Figura 64. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones dinámicas – Sector 1	110

Figura 65. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones estáticas – Sector 2.	116
Figura 66. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones dinámicas – Sector 2.	116
Figura 67. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 1	125
Figura 68. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 2.	127
Figura 69. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 1	128
Figura 70. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 2	130
Figura 71. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 1.	131
Figura 72. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 2.	133
Figura 73. Detalle Dren horizontal	141

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Datos Estructurales Sector 1 _____	47
Tabla 2. Resistencia a la compresión simple de la roca intacta _____	50
Tabla 3. Análisis de RQD _____	51
Tabla 4. Espaciamiento de las Discontinuidades _____	51
Tabla 5. Condiciones de las Discontinuidades _____	51
Tabla 6. Aguas Subterráneas _____	52
Tabla 7. Corrección por Orientación de las Discontinuidades _____	52
Tabla 8. Clasificación de macizos rocosos según parámetro RMR _____	53
Tabla 9. Localización Sondeos – Sector 1 _____	62
Tabla 10. Localización Apiques – Sector 1 _____	63
Tabla 11. Localización Sondeos y Apiques – Sector 2 _____	63
Tabla 12. Apiques Sector 2 _____	69
Tabla 13. Sondeo 1 Sector 1. _____	70
Tabla 14. Clasificación del Suelo – Sondeo 1 _____	70
Tabla 15. Sondeo 2 Sector 1. _____	71
Tabla 16. Clasificación del Suelo – Sondeo 2 _____	71
Tabla 17. Sondeo 3- Sector 2. _____	72
Tabla 18. Clasificación del Suelo – Sondeo 3 _____	73
Tabla 19. Sondeo 4- Sector 2. _____	74
Tabla 20. Resumen datos obtenidos- Sondeo 4 _____	75
Tabla 21. Sondeo 5- Sector 2. _____	76

Tabla 22. Clasificación del Suelo – Sondeo 5	76
Tabla 23. Sondeo 6- Sector 2.	77
Tabla 24. Clasificación del Suelo – Sondeo 6	78
Tabla 25. Sondeo 7- Sector 2	79
Tabla 26. Clasificación del Suelo – Sondeo 7	79
Tabla 27. Sondeo 8- Sector 2.	80
Tabla 28. Clasificación del Suelo- Sondeo 8	80
Tabla 29. Sondeo 9- Sector 2.	81
Tabla 30. Clasificación del Suelo –Sondeo 9	81
Tabla 31. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 1	83
Tabla 32. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 2	83
Tabla 33. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 3	84
Tabla 34. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 4.	85
Tabla 35. Coeficiente de Corrección por Profundidad.	88
Tabla 36. N corregido Sondeo 1.	89
Tabla 37. N corregido Sondeo 2.	89
Tabla 38. N Corregido - Sondeo 3	90
Tabla 39. N Corregido - Sondeo 4	91
Tabla 40. N Corregido – Sondeo 5	92
Tabla 41. N Corregido - Sondeo 6	93
Tabla 42. N Corregido - Sondeo 7	94
Tabla 43. N Corregido - Sondeo 8	95
Tabla 44. N Corregido - Sondeo 9	96

Tabla 45. Modelación y Calibración Sector1 – Condiciones Estáticas y con ascenso máximo del nivel Freático	101
Tabla 46. Modelación y Calibración Sector2 – Condiciones Estáticas y con ascenso máximo del nivel Freático	102
Tabla 47. Parámetros Geomecánicos usados en la modelación	103
Tabla 48. Escenarios de análisis de estabilidad	104
Tabla 49. Categorización de la amenaza	105
Tabla 50. Condiciones estáticas con ascenso máximo del nivel freático del terreno – sector 1	108
Tabla 51. Condiciones de sismo Seudo- estáticas (0.17g) con ascenso máximo del nivel freático – sector 1	109
Tabla 52. Detalle de obra muro anclado	111
Tabla 53. Detalle de obra de muro y pilotes	112
Tabla 54. Vista en Planta de la obra – Sector 1	113
Tabla 55. Condiciones estáticas con ascenso máximo del nivel freático del terreno- sector 2	114
Tabla 56. Condiciones de sismo Seudo- estáticas (0.17g) con ascenso máximo del nivel freático – sector 2	115
Tabla 57. Detalle de obras – Alternativa 1	117
Tabla 58. Detalle de obra muro en gavión - alternativa 1	118
Tabla 59. Vista en Planta de la obra – Sector 2 – Alternativa 1	120
Tabla 60. Detalle Perfil K0+30.22 – Alternativa 2	121
Tabla 61. Parámetros de modelación	123
Tabla 62. Parámetros de modelación para los anclajes.	123
Tabla 63. Modelo geológico Geotecnico Escenario 1	124
Tabla 64. Modelo geológico Geotecnico Escenario 2 con obras	126
Tabla 65. Modelo geológico Geotecnico Escenario 1 con obras	127

Tabla 66. Modelo geológico Geotecnico Escenario 2 con obras _____ 128

Tabla 67. Modelo geológico Geotecnico Escenario 1 con obras – alternativa 2 __ 130

Tabla 68. Modelo geológico Geotecnico Escenario 2 con obras – alternativa 2 __ 132

RESUMEN

TITULO

ESTUDIO Y ANALISIS POR REMOCION EN MASA EN LA VIA CALIFORNIA - VETAS*

AUTORES:

Peña Vera, Gersson Armel **

PALABRAS CLAVES

Geotecnia, Remoción en masa, Exploración Geotécnica, Ensayos de Laboratorio, Modelo Geológico y Geotécnico, Calibración del Modelo, Obras de Mitigación.

DESCRIPCIÓN

El desarrollo del estudio por remoción en masa abarca una serie de parámetros que se consideran fundamentales a la hora de modelar este fenómeno que se ha presentado no solo en proyectos de infraestructura vial sino en muchos proyectos de urbanizaciones los cuales comprometen a la población.

El proyecto se dividió en dos (2) etapas:

La primera consistió en la recopilación de información existente (topografía, geotecnia, visitas a campo, etc) en esta etapa también se contempló la obtención de información adicional como: levantamiento topográfico, exploración geotécnica y Ensayos de laboratorio.

La segunda etapa consistió en la interpretación y el análisis de la información obtenida en la primera etapa.

Para esta etapa se realizó la validación del modelo geológico-geotécnico, realizando perfiles transversales en los sectores más críticos, a partir de estos se realizó el modelamiento en el programa SLIDE.

También se hace necesario la calibración del modelo para lo cual se hace una reconstrucción extrapolada de la geomorfología del terreno antes que se presentara la falla; el método utilizado para esta calibración es el de falla rotacional.

Con lo anterior se tiene un modelo lo más cercano a la realidad, lo cual nos permite hacer combinaciones para diferentes escenarios críticos y así proponer obras que permitan mitigar el impacto que se pueda presentar en la zona de estudio.

*Trabajo de grado Maestría en Geotecnia (Maestría de Profundización)

**Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: PhD. Ing.Vladimir Merchán Jaimes.

SUMMARY

TITLE:

STUDY AND ANALISYS FOR MASS REMOVAL IN ROAD CALIFORNIA-VETAS.

AUTHORS:

Peña Vera, Gersson Armel **

KEY WORDS

Geotechnics, landslides, geotechnical exploration, laboratory testing, geological and geotechnical model, model calibration, Mitigation Works.

DESCRIPTION:

The development of the landslide study covers a number of parameters that are considered fundamental in modeling phenomenon that has occurred not only in road infrastructure projects but in many urban development projects which commit the population.

The project was divided into two (2) phases:

The first involved the collection of existing information (topography, geotechnical, field visits, etc.) at this stage also contemplate obtaining additional information such as surveying, geotechnical exploration and laboratory testing.

The second stage involved the interpretation and analysis of information obtained in the first stage.

For this stage validated the geological-geotechnical model, making cross sections in the most critical sectors, from these modeling was performed in the program SLIDE.

It is also necessary for model calibration which is extrapolated reconstruction of the geomorphology of the land before the fault is present, the method used for this calibration is the rotational fault.

With the above has a model as close to reality, allowing us to make combinations for different scenarios and propose critical works to mitigate the impact that may occur in the study area.

* Degree Project Master in Geotechnis (Deepening Master)

** Physical-mechanical Engineer Faculty, Civil Engineering, Director: PhD Eng. Vladimir Merchán Jaimes.

1. INTRODUCCIÓN

En la vía que comunica los municipios de California y Vetas (Departamento Santander), se puede observar dos movimientos activos que se encuentran amenazando la integridad de esta. En uno de estos movimientos se observa masas de suelo suelto sobre la ladera, y en el otro deslizamiento ya hay pérdida de parte de la calzada.

Este estudio pretende analizar los fenómenos que se están presentando en las laderas; identificando características geológicas y geotécnicas por medio de toma de muestras de suelo, para realizar las respectivas pruebas de laboratorio y así obtener los parámetros necesarios que permitan modelar el comportamiento que se está presentando en dichas laderas y así proponer obras que permitan mitigar estos fenómenos de remoción en masa y reducir la amenaza que se presenta en este corredor vial que conecta los municipios de California y Vetas.

Para la realización del estudio se tuvo en cuenta los lineamientos mínimos del capítulo H de la NSR-10.

2. DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1. OBJETIVOS

2.1.1. Objetivo General

El propósito general de la propuesta de Profundización “ESTUDIO Y ANALISIS POR REMOCIÓN EN MASA DE DOS LADERAS EN LA VIA CALIFORNIA-VETAS”, es identificar y evaluar las condiciones por procesos de remoción en masa que se están presentando en dichas laderas.

2.1.2. Objetivos Específicos

- Caracterizar las unidades Geológicas y Geomorfológicas presentes en los dos sectores de estudio.
- Identificar agentes morfodinámicos que estén afectando de manera directa la estabilidad de los taludes en los dos sectores de estudio.
- Realizar la exploración geotécnica del suelo, con el fin de obtener las muestras de suelo semi-inalteradas que se utilizan para la realización de los laboratorios.
- Obtener las propiedades actuales del suelo por medio de los resultados de laboratorio.
- Calibración del modelo geológico geotécnico de acuerdo a las condiciones encontradas en el terreno, los resultados de laboratorio y la variación de las propiedades geotécnicas en los modelamiento geotécnicos.
- Evaluar las condiciones iniciales de amenaza por procesos de remoción en masa del área de estudio definida, mediante el modelamiento de

perfiles transversales del terreno en el software SLIDE¹ de la firma ROSCIENCE.

- Realizar la modelación de las laderas para diferentes escenarios, teniendo en cuenta la afectación de los niveles freáticos a la estabilidad de la ladera y la influencia de un movimiento sísmico en escenarios pseudo-estáticos
- Proponer las medidas de estabilización y remediación.

2.2. GENERALIDADES

2.2.1. Localización

Los dos sectores en estudio se encuentran ubicados sobre el actual trazado de la vía que comunica los cascos urbanos de los municipios de Vetas y California en el Departamento de Santander, el sector 1 se ubica en el km 11+200 de la vía y el sector 2 en el km 9+100 partiendo desde el municipio de Vetas. En los dos sectores se ven involucrados en el deslizamiento los taludes superior e inferior de la Vía.

Figura 1. Ubicación Área de estudio



Fuente: Google Earth

¹ Software de la firma ROSCIENCE

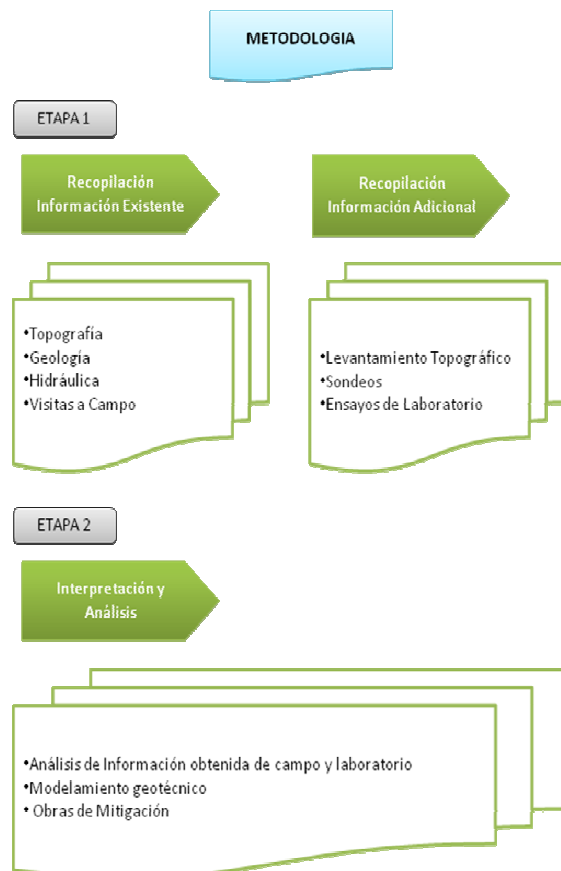
2.2.2. Metodología

El estudio se realizó en dos etapas:

La primera etapa fue la recopilación de información existente (topografía, geotecnia, hidráulica, visitas de campo) de las diferentes entidades públicas y/o privadas; en esta primera etapa, también se contempló la obtención de información adicional, como: levantamiento topográfico, sondeos, ensayos de laboratorio, etc.

La segunda etapa consistió en la interpretación y análisis de la información obtenida en la primera etapa, y la modelación por programas computacionales; adicional a esta etapa se proyectaron obras de mitigación.

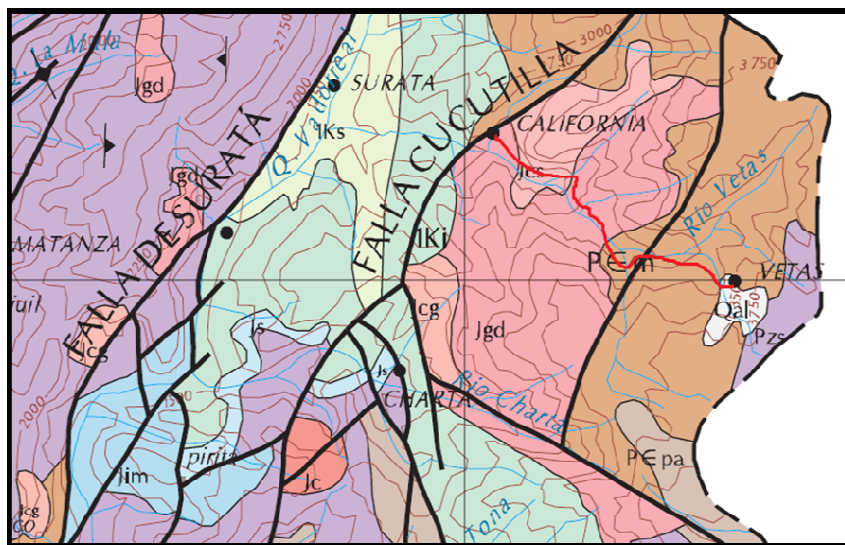
Figura 2. Metodología para la realización del Estudio



3. GEOLOGÍA

3.1. GEOLOGÍA REGIONAL

Figura 3. Mapa Geológico Regional



Fuente: Mapa Geológico de Santander INGEOMINAS 2001

3.1.1. Unidades Geológicas Presentes en el área

Unidades del Proterozoico Superior (PEM)

Es una unidad conformada por metamórficas de origen sedimentario, de alto y medio grado de metamorfismo dinamo-térmico regional, que afloran en el sector oriental y nororiental del Departamento de Santander. Esta unidad se encuentra representada por las metamórficas proterozoicas del denominado Neis de Bucaramanga². En la presente memoria explicativa, debido a la variación de sus características litológicas y a la compleja evolución geológica de esta unidad, se plantea de manera conveniente, que se utilice el

² Nombre utilizado por Goldsmith, et al. 1971 y posteriormente propuesto por WARD, et al. 1973

término de Complejo Bucaramanga, como el más apropiado para la literatura geológica de esta región.

- **Complejo Bucaramanga.**

Esta unidad tiene como localidad tipo el frente montañoso (Cerro La Judía y Morro Negro) al oriente de Bucaramanga. Presenta buenas exposiciones en las carreteras Bucaramanga-Pamplona, Bucaramanga-Matanza y Berlín-Vetas. El Complejo Bucaramanga consta de una secuencia de paraneises cuarzofeldespáticos, hornbléndicos, micáceos y granatíferos y cantidades subordinadas de anfibolitas, migmatitas, cuarcitas, mármoles y esporádicamente granulitas. Las unidades que suprayacen al Complejo Bucaramanga son del Paleozoico, Jurásico y aún del Cretácico. El contacto de esta unidad con la Formación Silgará que la suprayace en muchos sitios, no se ha podido determinar con exactitud, porque existe mucha similitud litológica entre estas unidades. El Complejo Bucaramanga ha sido intruido por plutones félsicos del Paleozoico y Jurásico³. Las dataciones radiométricas de Rb/Sr en roca total, de un neis biotítico cerca a la Quebrada El Volcán (Plancha 110, Pamplona) dio 680 ± 140 m.a. Otra datación K/Ar al W de la Falla Bucaramanga-Santa Marta, en neis hornbléndico cerca a Ocaña (Plancha 76, Ocaña) presentó una edad de 950 ± 40 m.a.⁴, que lo ubica en el Proterozoico superior. Rocas precámbricas con dataciones equivalentes a las del Complejo Bucaramanga se mencionan en la Sierra Nevada de Santa Marta⁵, en el Macizo de Garzón, en las serranías de La Macarena y San Lucas y en algunos sectores de la Cordillera Central. También se atribuye edad precámbrica a neises, migmatitas y granulitas en el Batolito de Ibagué y a algunos cuerpos compuestos de neises, anfibolitas y migmatitas, localizados en los departamentos de Putumayo, Cauca y Nariño.

³ WARD, et al. 1973

⁴ GOLDSMITH, et al. 1971

⁵ GANSSER, 1955; TSCHANZ, et al. 1969

- **Cuarzomonzonita Rosada (Jcs)**

Conforma el Batolito de Santa Bárbara que aflora al oriente de departamento, en los sectores de Los Curos, Santa Bárbara, Baraya y en los alrededores de Berlín. La cuarzomonzonita es de color rosado, rosado naranja a gris violáceo, de grano medio a grueso, inequigranular compuesta por feldespato potásico, plagioclasa, cuarzo y biotita. También se encuentran fenocristales de feldespato potásico (2 cm), plagioclasa, cuarzo y localmente hornblenda.⁶

- **Cuarzomonzonita Gris (Jcg)**

Se identifica regionalmente como el Plutón de La Corcova, observable sobre las vías Bucaramanga-Pamplona y Los Curos-Guaca; está compuesta de cuarzo, feldespato potásico, plagioclasa, biotita y moscovita; los accesorios son apatito, óxidos de hierro y zircón; como minerales de alteración contiene clorita, epidota y sericita.

- **Granodiorita-Tonalita (Jgd)**

Estas rocas afloran al nororiente del departamento de Santander y constituyen el Batolito granodiorítico de Rionegro y el Plutón tonalítico de Páramo Rico. La granodiorita del Batolito de Rionegro es de color gris, de grano medio a grueso, subporfirítico, compuesta por andesina, cuarzo, microclina y biotita. La tonalita del Plutón de Páramo Rico es de color gris verdoso, de grano medio, con variaciones locales a granodiorita; está constituida por andesina, cuarzo, hornblenda y feldespato potásico. También existe un pequeño cuerpo de tonalita en el Río Suratá al norte de su confluencia con el Río Tona.

⁶ José maría Royero Gutiérrez y Jairo Clavijo torres. Memoria explicativa del departamento de Santander. INGEOMINAS 2001

3.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

De manera general el área de estudio se encuentra dentro del bloque tectónico del Cucutilla de acuerdo con la división de terrenos Tectónicos del INGEOMINAS⁷, y de acuerdo con el esquema tectónico presentado por *Clavijo et al 1993*. Según estos autores la zona de estudio se encuentra influenciada por sistemas de fallas de orientación general NNE, los sistemas de fallas corresponden con el Sistema de Fallas del Cucutilla y el sistema de Fallas de Suratá.

- **Bloque de Cucutilla**

Este bloque se caracteriza por un sistema de fallamiento en bloques pequeños, separados por fallas inversas con inclinación principalmente hacia el occidente y por anticlinales y sinclinales estrechos truncados por el fallamiento de dirección SE-NW. Se trata de un bloque hundido, ubicado en la región más oriental de Santander; se encuentra conformado por rocas sedimentarias paleozoicas, jurásicas, cretácicas y terciarias. El bloque se presenta limitado al oriente por el sistema de fallas de Chitagá, en territorio de Norte de Santander y al occidente por las fallas de Baraya y Servitá.

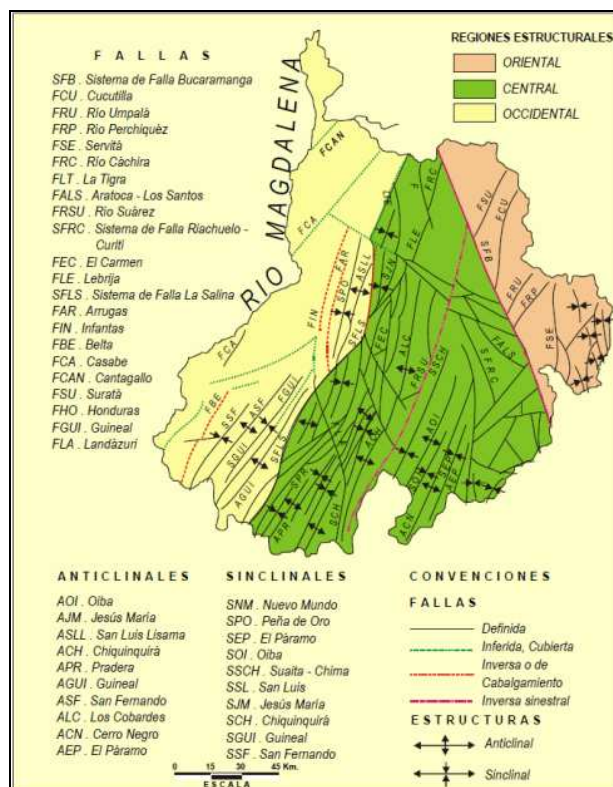
- **Falla de Suratá**

Presenta un rumbo predominante N150E, y su trazo sigue el curso del Río Suratá, y se prolonga en el Departamento de Norte de Santander. Es una falla inversa de ángulo alto y su plano de falla buza al noroccidente. La evolución tectónica de esta falla es compleja, con movimientos relativos pre-cretácicos de distensión en donde el bloque occidental se hunde y post-

⁷ ETAYO, et al. 1983

cretácicos de tipo compresivo relacionado con la orogénesis terciaria⁸. La Falla de Suratá actualmente es inversa con el bloque noroccidental levantado y también tiene desplazamiento de rumbo lateral derecho, y afecta la Falla Bucaramanga-Santa Marta por lo menos en unos 750 m, al norte de Bucaramanga⁹.

Figura 4. Esquema estructural del Departamento de Santander.



Fuente: José María Royero Gutiérrez y Jairo Clavijo Torres., Memoria Explicativa del Departamento de Santander INGEOMINAS 2001.

3.3. GEOLOGÍA SECTORES CRÍTICOS

A continuación se hace una presentación de los sectores en estudio para cada uno de ellos se hace un análisis de las unidades Geológicas,

⁸ JULIEVERT y TELLEZ, 1963

⁹ WARD, et al. 1973

Geomorfológicas y Procesos Morfodinámicos presentes así como un análisis estructural local que describa el grado de fracturamiento del macizo rocoso en el caso de que este se presente en el sector.

3.3.1. Sector Crítico 1

En este sector se encuentran unidades de suelos y roca comprometidas en un deslizamiento que afecta principalmente la banca inferior de la vía, las rocas presentes en este sector son de tipo Ígneo composición Diorítica a Dacítica y los suelos son origen transportado y de tipo coluvial conformados por materiales rocosos (bloques, cantos y gravas) también de origen ígneo que guardan relación con los cuerpos de roca presentes en el sector.

Figura 5. Vista panorámica sector 1

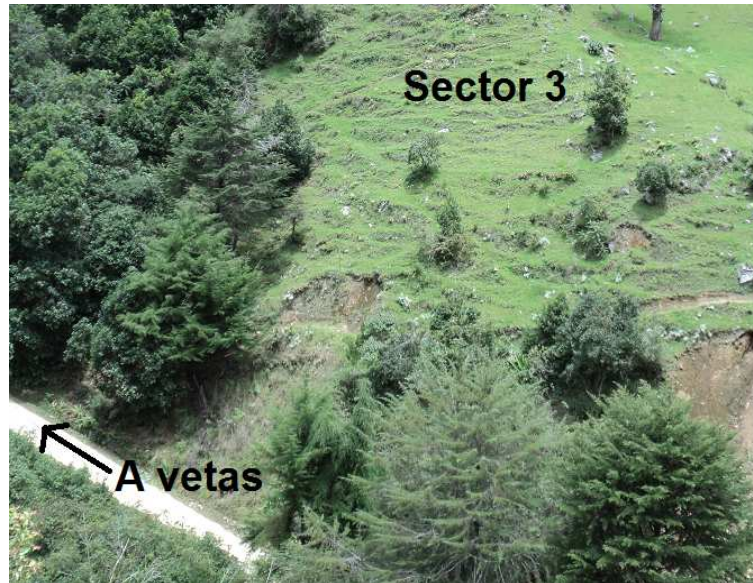


3.3.2. Sector Crítico 2

Está conformado por unidades de suelos de tipo transportado, caracterizados como suelos de tipo coluvial generados a partir de la meteorización del

material rocoso que se ha visto involucrado en deslizamientos anteriores lo que denota que en el sector los procesos morfodinámicos han actuado con anterioridad

Figura 6. Panorámica sector 2 Vía Vetás – California



3.3.3. Unidades Geológicas Superficiales Sector Crítico 1

En el sector 1 se identificaron las siguientes Unidades Geológicas Superficiales, de acuerdo con la nomenclatura utilizada por el INGEOMINAS en el Estudio de Microzonificación Geotécnica del Área Metropolitana de Bucaramanga.

Unidades de Roca

- Rocas Ígneas Rbi

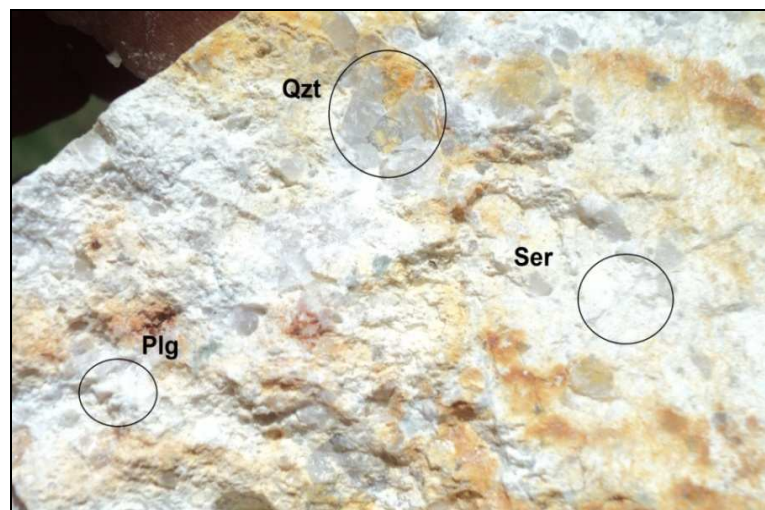
Unidad de roca félsica de textura porfírica de matriz afanítica, rica en cuarzo, feldespato plagioclasa, y mica, se encuentra alterada a minerales arcillosos como sericita y algunos óxidos de hierro producto de percolación de aguas meteóricas y freáticas composicionalmente se caracterizan como

Cuarzo Dioritas a Dacitas. Se comporta como un macizo rocoso altamente fracturado con un índice de RQD medido en afloramiento bajo a muy bajo < 25% y localmente 25-30%, el análisis estructural detallado se hace en un apartado siguiente.

Figura 7. Aspecto de las rocas Ígneas



Figura 8. Detalle de la roca; Cuarzo, Sericita, Plagioclasa



Unidades de Suelo

Suelos Transportados

- **Suelos Coluviales Sco 1**

Se presenta como una masa de material heterogéneo son suelos clastos soportados localmente matrices soportados, compuesto por bloques, cantos y guijos angulosos de material ígneo que ha sido depositados por acción de la gravedad en una matriz areno-arcillosa, de color pardo amarillento, presentan un espesor que va desde 50cm a 3m según información de sondeos SPT, estos desarrollan una cobertura vegetal de pastos verdes.

Figura 9. Aspecto de las unidades de Suelos en el Sector 1



Figura 10. Detalle de la Unidad de Suelo

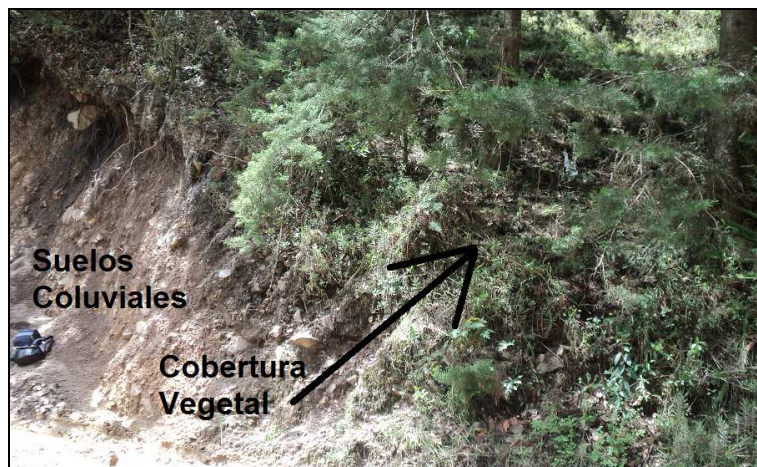
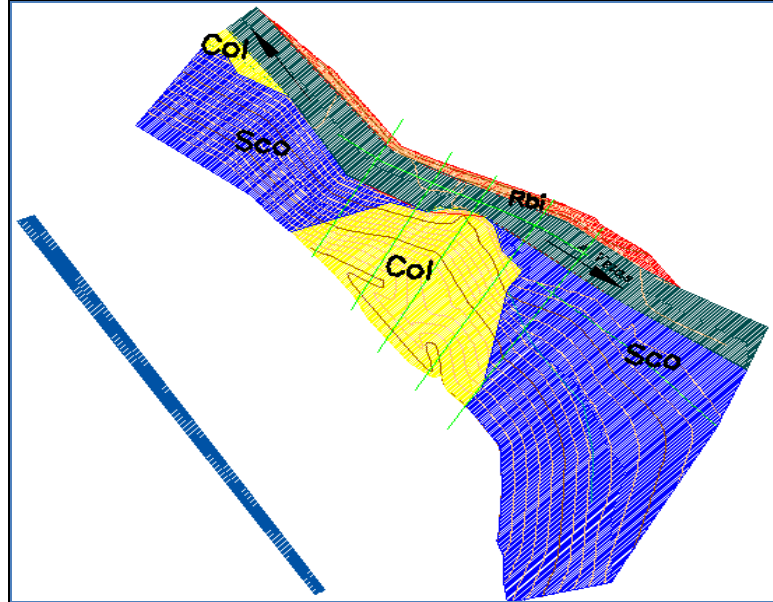


Figura 11. Plano de Unidades Geológicas Superficiales Rbi: Rocas Igneas; Sco: Suelos Coluviales; Col: Material deslizado y activo.



3.3.4. Unidades Geológicas Superficiales Sector Crítico 2

En el sector 2 se identificaron las siguientes Unidades Geológicas Superficiales, de acuerdo con la nomenclatura usada por el INGEOMINAS en el Estudio de Microzonificación Geotécnica del Área Metropolitana de Bucaramanga.

Suelos Transportados

- **Suelos Coluviales Sco**

Corresponde con suelos desarrollados sobre depósito de material de bloques, Cantos, Guijos y Gujarros de rocas ígneas de composición ácida. Son suelos clasto soportados, localmente matriz soportados de color negro, la matriz es areno arcillosa presenta poca cohesión por tratarse de materiales heterogéneos y alta humedad, la matriz es rica en materiales arcillosos de composición silícea ya que se dan por la meteorización de rocas ígneas ácidas ricas en componentes como feldespatos potásicos y plagioclasas,

estas rocas también presentan contenidos de micas como Biotita y Moscovita, de manera regional se aprecian cuerpos ígneos como Cuarzo Dioritas, Granitos y Dacitas. Se asume un espesor aproximado para este cuerpo de suelos de hasta 1.5 metros sobre el cuerpo de coluvión a partir del cual se generan estos suelos, para el cual se estima una potencia de hasta 10 metros, estos espesores son promediados a partir de la información recuperada mediante sondeos manuales y mecánicos realizados durante la exploración geotécnica, se hace una extrapolación de estos espesores teniendo en cuenta la geometría del depósito. Esta unidad de suelos se ve afectada por fenómenos de remoción en masa y procesos erosivos bien desarrollados los cuales han generado desprendimiento de material rocoso y de suelos sobre la vía.

Figura 12. Panorámica Suelos Coluviales sector



Figura 13. Detalle Suelos Coluviales vista de afloramiento

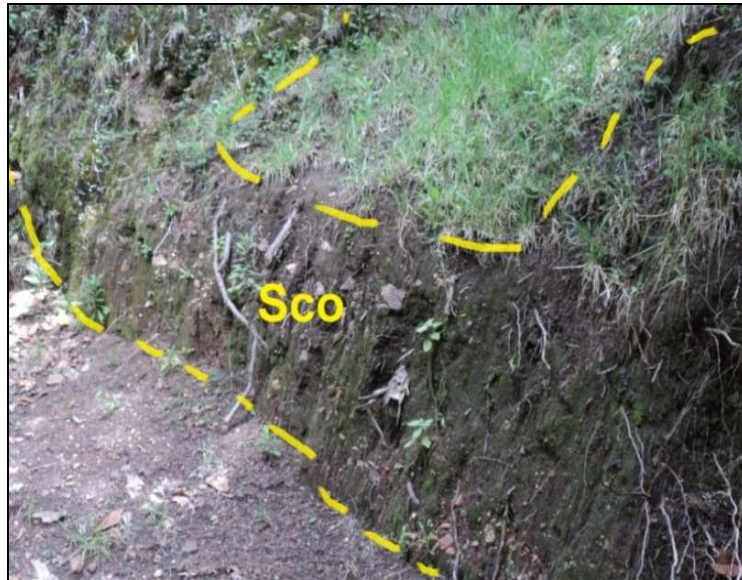
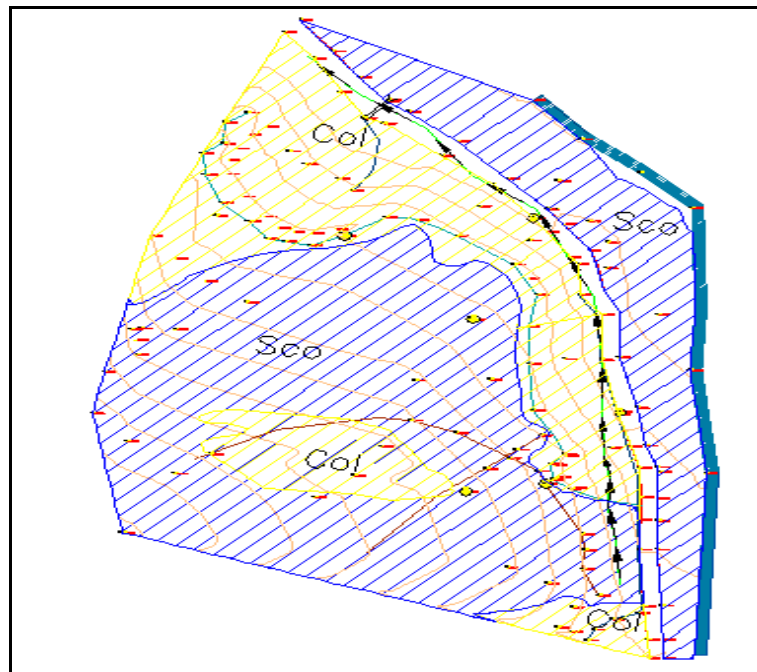


Figura 14. Unidades Geológicas Superficiales Sector 2



3.3.5. Geomorfología Sector Crítico 1

En este apartado se muestran las unidades de tipo Geomorfológico que fueron identificados en el sector 1, la caracterización de estas unidades se hace con base en la nomenclatura utilizada por el INGEOMINAS en el *Estudio de Microzonificación Sísmica del Área Metropolitana de Bucaramanga*.

Unidades Geomorfológicas de Origen Denudacional

- **Laderas Subhorizontales D6**

Corresponde con superficies naturales del terreno con pendientes menores a 10 grados ubicadas en la zona sur del sector 1 sobre el talud inferior de la vía presenta superficies algo irregulares debido a que estas superficies se desarrollan sobre Suelos Coluviales.

Figura 15. Geoforma desarrollada sobre el talud inferior de la vía.



- **Escarpes Denudacionales D7**

Laderas muy cortas y empinadas con pendientes mayores a 70° que se desarrollan sobre el talud superior de la vía, la superficie está completamente denudada y corresponde con la unidad de rocas ígneas

Figura 16. Ladera Escarpada Sector



- **Laderas Muy Inclinas D10**

Corresponde con una superficie natural que conforma las laderas del talud inferior de la vía con pendientes entre 40° y 70° , presentan una denudación poco desarrollada debido a su alta pendiente y al ser adyacentes a la zona deslizada.

Figura 17. Laderas inclinadas adyacentes a la zona de deslizamiento



- **Cuerpo o Depósito en Remoción en Masa D15**

Masa de Suelos Coluviales y bloques de roca que se encuentran comprometidos en el área de fallos sobre el talud inferior de la vía.

Figura 18. Deslizamiento sector 1 las flechas indican el sentido de la pendiente

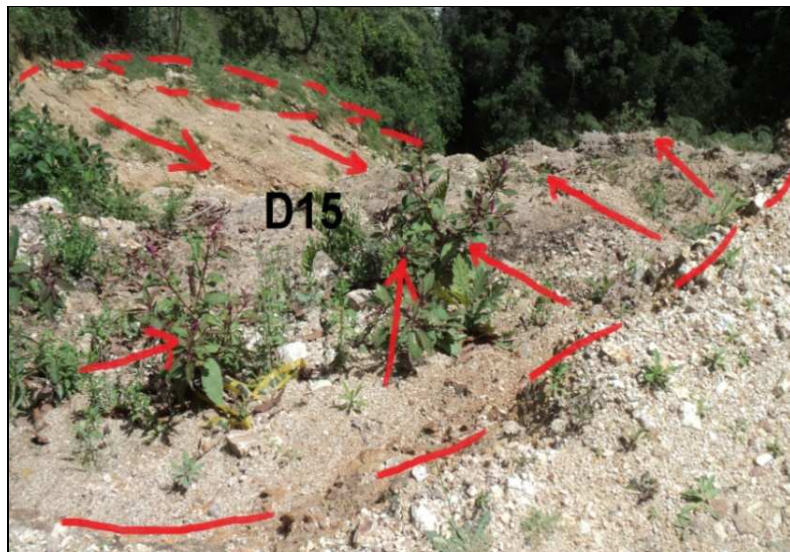
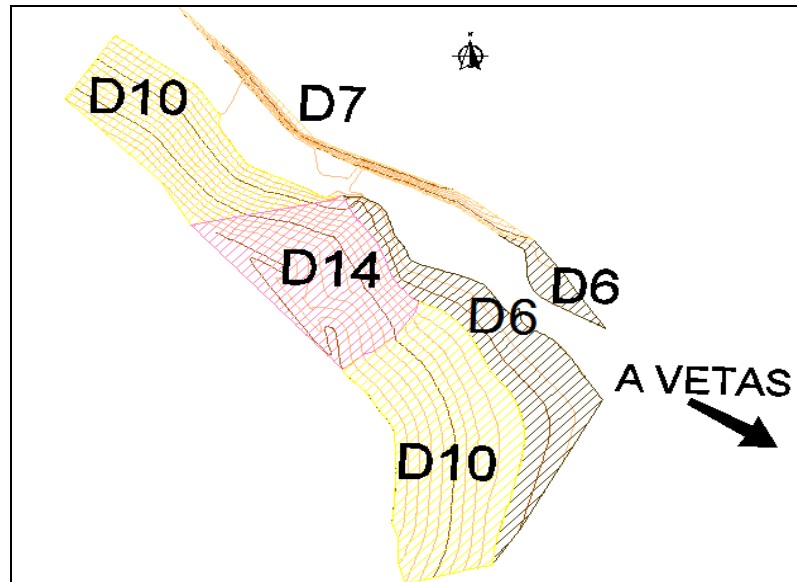


Figura 19. Unidades Geomorfológicas Sector 1



3.3.6. Geomorfología Sector Crítico 2

En este apartado se muestran las unidades Geomorfológicas que se presentan en el sector 2, la caracterización de estas unidades se hace con base en la nomenclatura utilizada por el INGEOMINAS en el *ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA*.

Unidades Geomorfológicas de Origen Denudacional

- **Laderas Moderadas D11**

Son superficies algo onduladas y planas con pendientes entre 10° y 40°, conforman un sector de la ladera superior de la vía, muestran una buena cobertura vegetal de pastos de potrero.

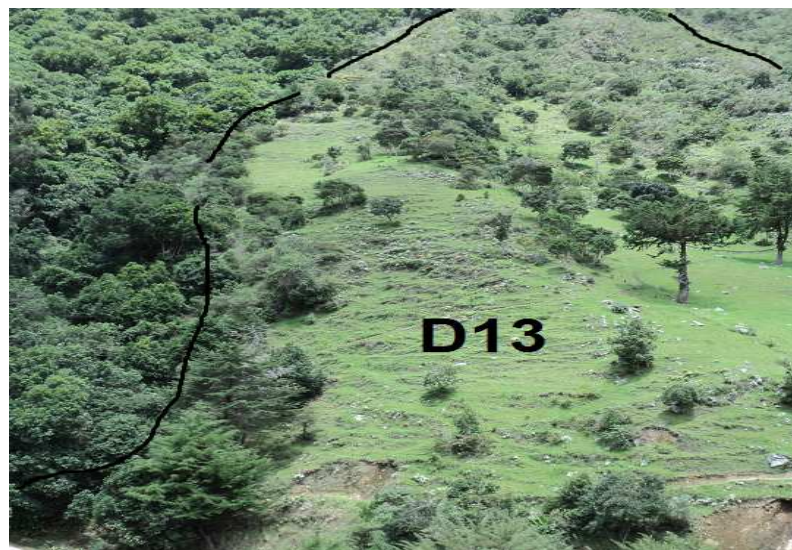
Figura 20. Unidades Geomorfológicas sector 2



- **Depósito Coluvial D13**

Corresponde al tipo de geo-forma que predomina en este sector, se genera a partir de la acumulación del material rocoso de origen ígneo que es transportado por movimiento translacional gravitacional pendiente abajo y depositado generando una geometría cónica del depósito.

Figura 21. Aspecto del depósito Coluvial Sector 1



- **Cuerpo o Depósito de Movimiento en Masa D15**

Conforma la base del depósito coluvial y es la parte de éste que ha visto comprometida en el movimiento en masa, está conformada por material rocoso y suelos volcados sin ningún tipo de cobertura vegetal.

Figura 22. Cuerpos de depósito de Movimiento en Masa Sector 2



- **Laderas con Reptación o Terracetas D21**

Son terrenos que presentan arrugamientos en su superficie que evidencian el actual estado de movimiento de los componentes rocosos del cuerpo de coluvión que conforma la ladera superior de la vía.

Figura 23. Formación de Terracetas Sector 2

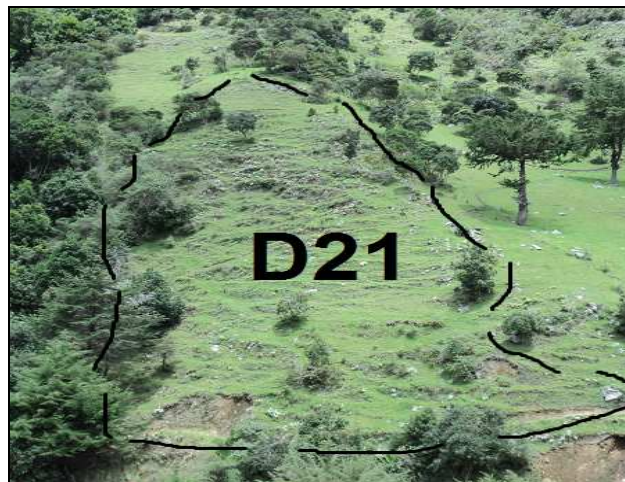
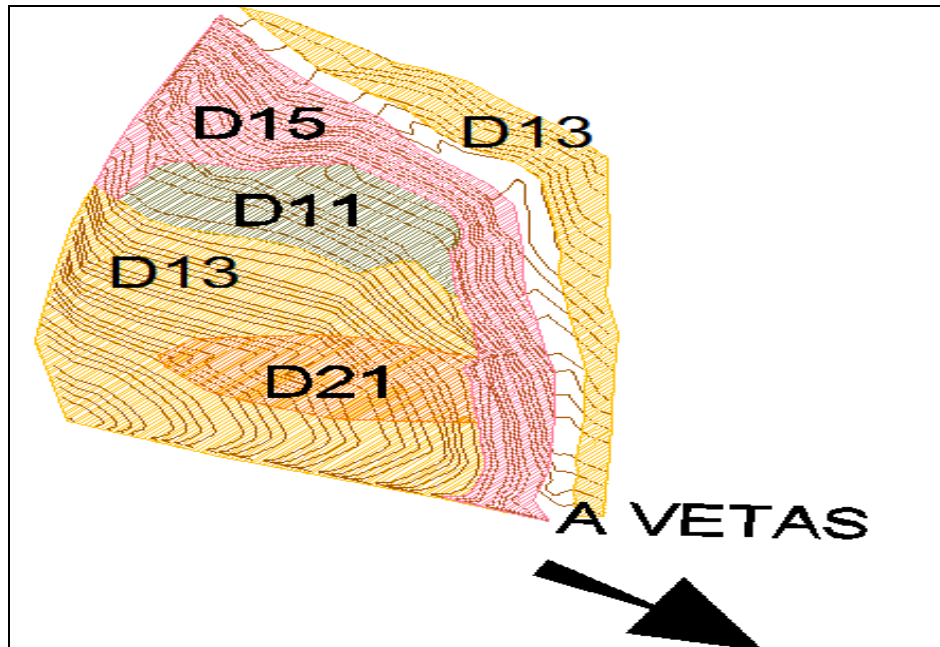


Figura 24. Unidades Geomorfológicas Sector 2



3.3.7. Análisis Morfodinámicos Sector Crítico 1

En el sector 1, los procesos Morfodinámicos están asociados con el desprendimiento de material rocoso en el talud inferior de la vía producto de el alto grado de fracturamiento del macizo rocoso y la percolación de las Agua meteóricas a través de las superficies de Análisis Morfodinámico fractura.

- **Erosión de tipo laminar**

Este tipo de erosión corresponde con el estado inicial de un proceso de denudación del terreno caracterizado por el desarrollo de surcos poco profundos generados por la acción abrasiva del Agua lluvia

Figura 25. Erosión de Tipo Laminar sobre el talud superior de la Vía



- **Erosión en Surcos**

Corresponde con superficies escarpadas que has desarrollado socavaciones considerablemente profundas por acción del recorrido constante de aguas superficiales, son zonas completamente denudadas del terreno.

Figura 26. Surcos de Erosión ladera inferior de la vía



- **Fenómeno de Remoción en Masa**

Proceso de deslizamiento en bloques del terreno que compromete la banca inferior de la vía Vetas – California, la superficie del terreno involucrada en este proceso se encuentra totalmente desnuda y los procesos erosivos han tenido un gran avance sobre estas superficies sobre estas superficies de desarrolla una erosión en surcos lo que denota un carácter avanzado, este movimiento del terreno se clasifica como un flujo de material rocoso y de suelos de origen transportado según la clasificación de Varnes 1984; Hutchinson 1988; los factores que han generado este movimiento del terreno pueden tratarse de infiltraciones de aguas lluvias favorecidas por la poca cohesión de los suelos y el alto grado de fracturamiento del macizo rocoso, además de la alta pendiente que desarrolla la superficie del terreno.

3.3.8. Análisis Morfodinámico Sector Crítico 2

En este sector los procesos se encuentran asociados con la percolación e infiltración de aguas meteóricas y freáticas a través porosidades que ofrece el mal calibrado de las unidades de depósito que conforman el sector, también debido a procesos mecánicos dinámicos de estabilidad se producen fenómenos de remoción en masa hacia la base del depósito coluvial esto favorecido por los procesos ya mencionados y la baja cohesión del terreno. A continuación se ilustran las evidencias encontradas de la acción de los procesos erosivos en el sector 2. Para el control de este tipo de procesos erosivos se debe realizar el manejo de aguas lluvias superficiales mediante el sistema de conducción de drenajes este también uno de los causantes del problema geotécnico ya que no se observa ningún tipo de manejo de obras de drenaje.

- **Erosión de tipo laminar**

Este tipo de erosión corresponde con el estado inicial de un proceso de denudación del terreno caracterizado por el desarrollo de surcos poco profundos generados por la acción abrasiva del Agua lluvia, una medida que puede corregir este tipo de erosión causada por el agente de aguas lluvias es la construcción de una zanjias de coronación que le den un manejo de aguas lluvias en el área de estudio.

Figura 27. Evidencia de la erosión de tipo laminar en el sector 2



- **Erosión en surcos**

Corresponde con un estado más avanzado de erosión que el de tipo laminar, se manifiesta como caminos bien desarrollados sobre la superficie del terreno que evidencian el socavamiento por parte del Agua

Figura 28. Generación de erosión en surcos Sector 2



- **Fenómeno de remoción en masa**

Formalmente los fenómenos de remoción pueden entenderse como reajustes del terreno para conseguir el equilibrio ante un cambio de condiciones, los movimientos en masa se clasifican en deslizamientos, desprendimientos, flujos y coladas de barro o derrubios, reptaciones, avalanchas rocosas entre otros.

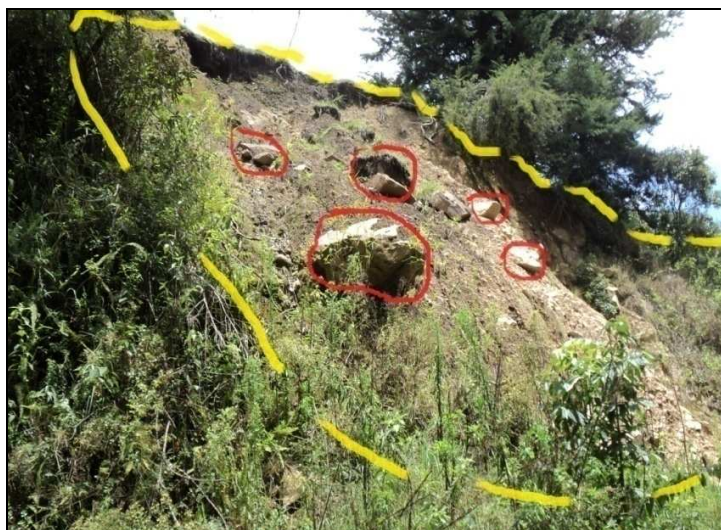
En el sector 2 en estudio se presume que el fenómeno se trata de un deslizamiento de tipo traslacional que involucra las unidades de suelos coluviales y el cuerpo de coluvión mismo que está conformado por material de bloques y cantos de roca en una matriz arenosa lodosa poco cohesiva (ver figuras 29,30), lo anterior se hace con base en la clasificación de movimientos de ladera de *Varnes, 1984*. Una descripción apropiada para explicar el fenómeno de deslizamiento aparece en Los deslizamientos son movimientos de masas de suelo y roca que deslizan, moviéndose relativamente respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura neta al superarse la resistencia al corte de estas superficies; la masa

generalmente se desliza en conjunto comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable, pero suelen ser procesos rápidos y alcanzar grandes volúmenes (hasta varios millones de metros cúbicos)¹⁰.

Figura 29. Deslizamiento sector 2



Figura 30. Bloques de roca dentro del deslizamiento sector 2



¹⁰ GONZALEZ de Vallejo, Luis, Ingeniería Geológica, 2002

Consideración: Para este sector crítico no se hacen análisis de macizos rocoso ya que las unidades geológicas superficiales presentes en el sitio corresponden con depósitos y suelos poco conformados por tanto no cabe éste análisis, los estudios de estabilidad para este sector se hacen mediante métodos analíticos apoyados en Software especializados que estimen la estabilidad de taludes

Figura 31. Fenómeno de Remoción en Masa Sector 1



3.4. ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS

Durante la visita de inspección se realizó una toma de datos estructurales sobre las unidades de roca que se presentan en este sector, esos datos fueron analizados y procesados en el programa Rock Science Dips. A continuación se presentan los diagramas que suministra el programa, para el sector 1.

Tabla 1. Datos Estructurales Sector 1

FAMILIA	TIPO	AZ RUMBO).	ESPACIAMIENTO	PERSISTENCIA	ABERTURA	RELLENO	ASPEREZA
A	F	295/66	40 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	290/60	30 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	259/66	42 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	260/60	43 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	290/65	44 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	291/66	40 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	290/65	42 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	285/62	47 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	290/65	50 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	288/67	49 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	288/60	50 cm	1 m	<1 cm	A	L
A	F	290/68	50 cm	1 m	<1 cm	A	L
B	F	355/89	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	350/85	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	358/90	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	340/88	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	350/89	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	350/89	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	352/89	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	352/88	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	357/88	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
B	F	350/90	40 - 60 cm	30 - 60cm	<5 cm	A	L
C	F	55/24	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	54/24	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	55/20	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	55/25	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	50/25	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	54/20	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	55/24	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	50/28	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	52/25	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	55/29	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	50/30	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L
C	F	55/25	5 - 15 cm	30 - 40cm	<5 cm	A	L

Figura 32. Diagrama de Polos

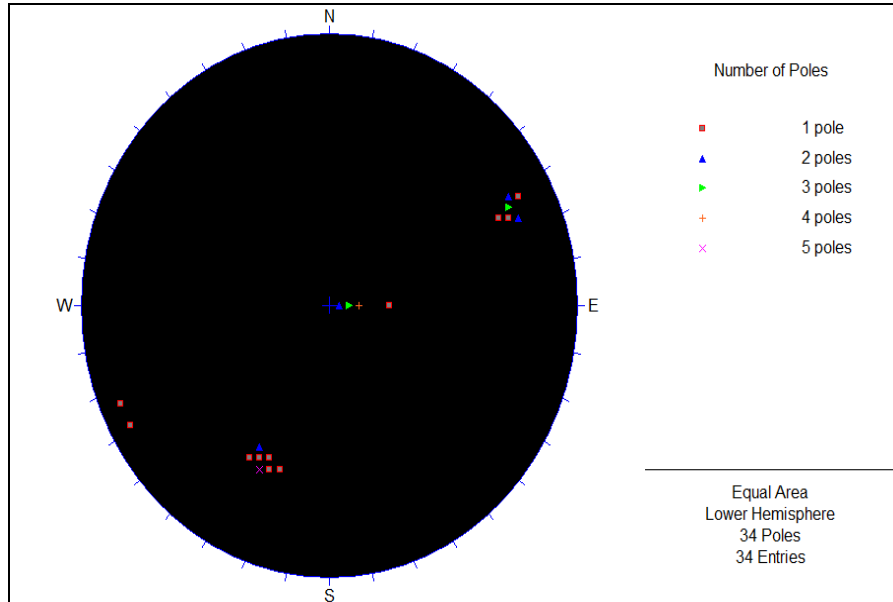


Figura 33. Diagrama de Densidades

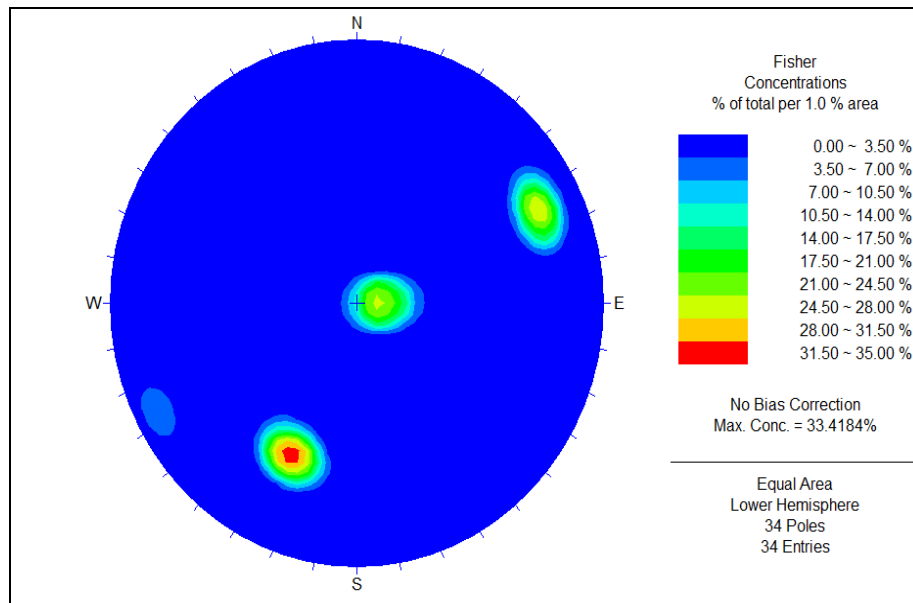
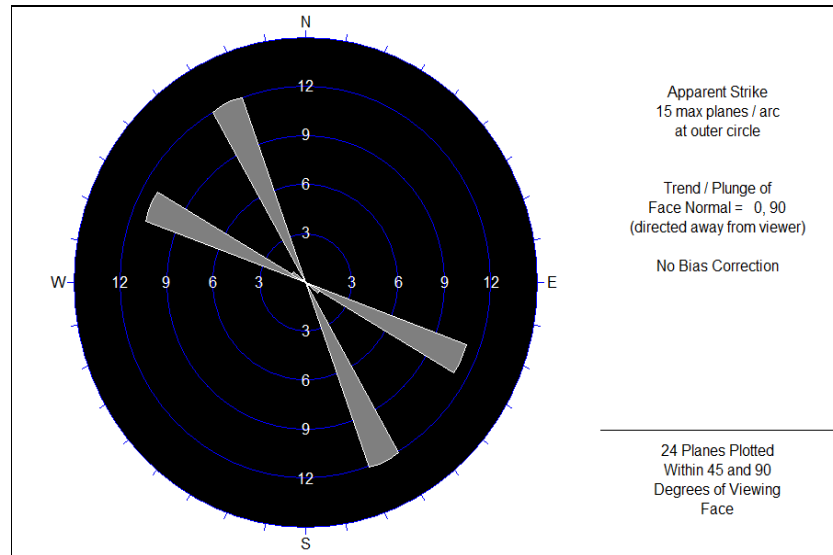


Figura 34. Diagrama de Rosetas



En los tres diagramas se evidencian tres familias principales de discontinuidad que corresponden con las tres direcciones principales de esfuerzos que ha afectado las unidades de Roca, esto se evidencia en el aspecto del macizo rocoso que muestra un aspecto de cubos fracturados. Las discontinuidades presentan una continuidad considerable lo que favorece la estabilidad del macizo, presentan un relleno de tipo arcilloso, en su mayoría las superficies de discontinuidad tiene una baja abertura esto es una condición favorable a continuación hacemos se hace un análisis de macizos rocosos de acuerdo con la metodología propuesta por BIENIAWSKI (1989), denominada análisis RMR.

3.4.1. Análisis de Macizos Rocosos por el Método RMR (Bieniavsky 1989)

Mediante este método se hace una estimación de tipo cuantitativo del estado del macizo rocoso de acuerdo con un valor estándar asignado dependiente del tipo de propiedad analizada, como resultado se obtiene una sumatoria de

todos los valores estimados para cada característica analizada, este número esta estandarizado y corresponde con una calidad de macizo determinada.

Figura 35. Discontinuidades del macizo rocoso sector 1



Tabla 2. Resistencia a la compresión simple de la roca intacta

INDICE DE ENSALLO DE CARGA PUNTUAL Mpa	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE RSC (Mpa)	PUNTAJE
>10	>250MPa	15
4-10MPa	100-250MPa	12
2-4MPa	50-100MPa	7
1-2MPa	25-50MPa	4
....	5-25MPa	2
....	1-5MPa	1
...	<1	0

Tabla 3. Análisis de RQD

RQD %	PUNTAJE
90-100	20
75-90	17
50-75	13
25-50	8
<25	3

Tabla 4. Espaciamiento de las Discontinuidades

ESPACIAMIENTO EN (m).	PUNTAJE
>2	20
0,6-0,2	15
0,2-0,06	10
0,06-0,2	8
>0,06	5

Tabla 5. Condiciones de las Discontinuidades

Longitud de las discontinuidades (persistencia)	<1mm	1-3mm	3-10mm	10-20mm	>20mm
	6	4	2	1	0
Abertura en mm	Nada	<0,1mm	0,1-1mm	1-5mm	>5mm
	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Levemente Rugosa	Lisa	Pulidad
	6	5	3	1	0
Tipo de Relleno	Nada	Resistente >5mm	Resistente <5mm	Blando <5 mm	Blando >5mm
	6	4	2	2	0
Intemperización (Alteración).	Inalterada	Levemente Alterada	Moderadamente Alterada	Muy Alterada	Descompuesta
	6	6	3	1	0

DESCRIPCION	PUNTAJE
SUPERFICIES MUY RUGOSAS, DE POCA EXTENSION, PAREDES DE ROCA RESISTENTES	30
SUPERFICIES MUY RUGOSAS, APERTURA MENOS DE 1 mm, PAREDES DE ROCA RESISTENTES	25
IDEM ANTERIOR, PERO CON PAREDES DE ROCA BLANDA	20
SUPERFICIES SUAVES O RELLENO DE 1 A 5mm DE ESPESOR O APERTURA DE 1 A 5mm, LAS DISCONTINUIDADES SE EXTIENDEN POR VARIOS METROS .	10
DISCONTINUIDADES ABIERTAS, CON RELLENO DE FALLA DE MAS DE 5mm DE ESPESOR O APERTURA DE MAS DE 5mm, LAS DISCONTINUIDADES SE EXTIENDEN POR VARIOS METROS.	0

Tabla 6. Aguas Subterráneas

Filtracion por cada 10m de longitud del Tunel (L/min)	Presion del Agua en la discontinuidad Dividido la Tensión Principal Mayor.	Descripcion de las condiciones generales	Puntaje
Nada	0	Completamente Seco	15
<10 L/min	0-0,1mm	Apenas Humedo	12
10-25L/min	0,1-0,2mm	Humedo	7
25-125L/min	0,2-0,5mm	Goteo	4
125 L/min	>0,5mm	Flujo Continuo	0

Tabla 7. Corrección por Orientación de las Discontinuidades

Evaluacion de la influencia de la orientacion para la obra	Puntaje para Túneles	Puntaje para Fundaciones
Muy Favorable	0	0
Favorable	-2	-2
Medio	-5	-7
Desfavorable	-10	-15
Muy Favorable	-12	-25

A partir de la evaluación del análisis se obtiene un valor de RMR (Rock Mass Rating) de 59 Lo que lo caracteriza como un Macizo tipo III, de calidad regular

Tabla 8. Clasificación de macizos rocosos según parámetro RMR

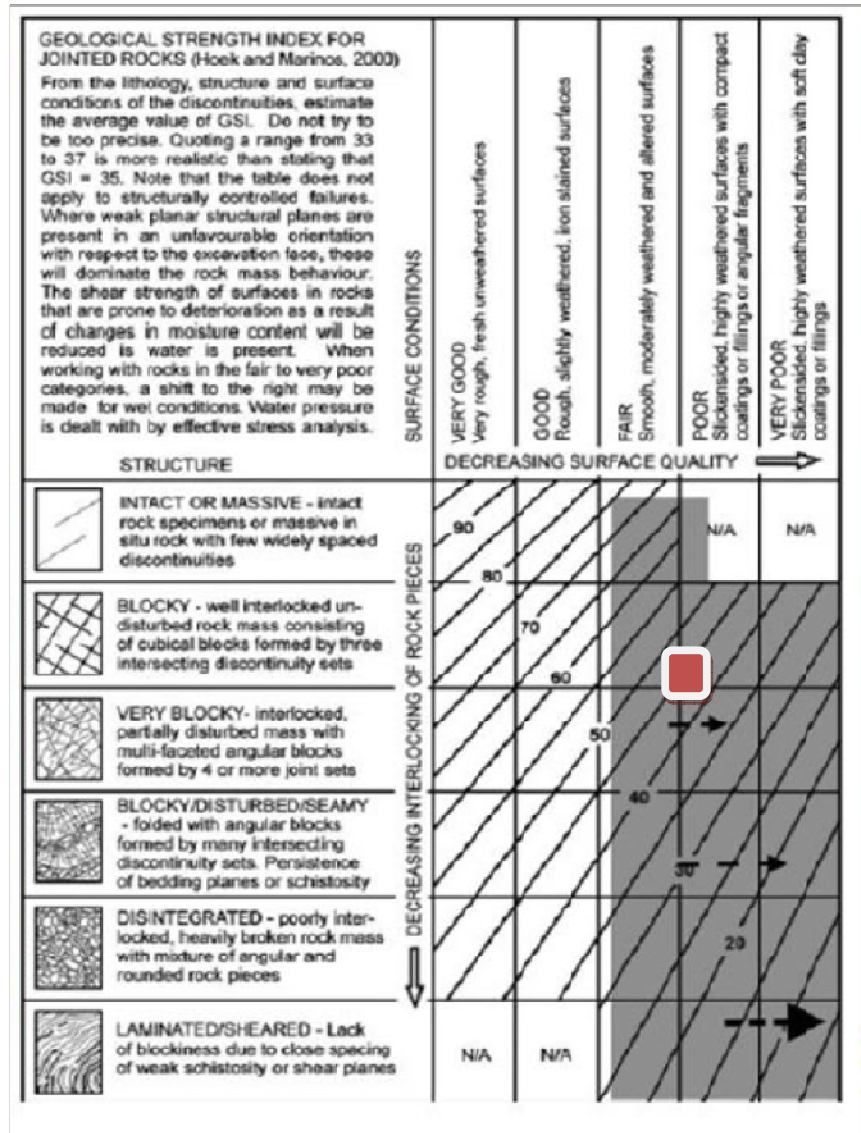
Clase Macizo Rocoso	Descripción	RMR
I	Macizo rocoso de excelente calidad	81-100
II	Macizo rocoso de buena calidad	61-80
III	Macizo rocoso de calidad regular	41-60
IV	Macizo rocoso de mala calidad	21-40
V	Macizo rocoso de muy mala calidad	0-21

Fuente: Bieniawski (1989)

3.4.2. Análisis del Macizo Rocoso mediante el parámetro GSI

Otro método de análisis o valoración de la calidad del macizo rocoso es la determinación del parámetro GSI, este consiste en la observación de la cantidad de fracturamiento del macizo rocoso a partir del factor RQD, y conjugar este análisis con el tipo de superficie que desarrollan las discontinuidades. A continuación se muestra el valor del parámetro GSI para el macizo rocoso presente en el sector 1.

Figura 36. Clasificación de macizos rocosos según parámetro GSI



Fuente: (Hoek and Marinos 2000)

Para el macizo rocoso expuesto en el sector 1 se estima un valor para el parámetro GSI de 45-50, lo cual denota un macizo rocoso con propiedades de resistencia regulares a malas.

3.5. SISMICIDAD

3.5.1. Sismicidad Histórica

El inventario histórico del Padre Jesús Emilio Ramírez, denominada “Historia de los terremotos en Colombia” compila los principales datos sobre los sismos ocurridos en el país desde los tiempos de la conquista (siglo XVI) hasta el año de 1963. De los 597 sismos que reporta para todo el territorio nacional, 111 aparecen ubicados con epicentro en algún lugar del departamento de Santander.

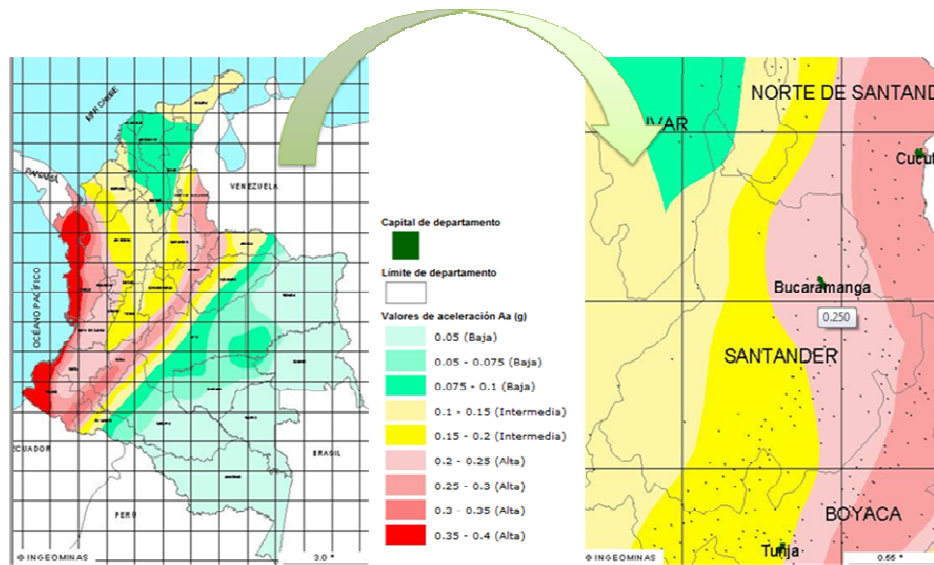
La reedición de la obra del padre Ramírez, donde se publica un nuevo catálogo de sismos hasta 1974, muestra la constante actividad sísmica de la zona del Macizo de Santander, donde además de las localidades anteriores se destacan las de Umpalá, Pamplona y Los Curos, como zonas de alta frecuencia en la ocurrencia de sismos.

3.5.2. Características del sitio de acuerdo a la norma NSR-10

La amenaza sísmica se define como la probabilidad de que un parámetro como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del terreno producido por un sismo, supere o iguale un nivel de referencia¹¹.

Figura 37. Mapa de Amenaza Sísmica y valores de Aa de Colombia

¹¹ Ingeominas



Fuente: www.ingegominas.gov.co

De las cabeceras municipales, 475, correspondientes aproximadamente al 35% de la población colombiana, se encuentran en zonas de amenaza sísmica alta; 435, equivalente al 51% de la población, en zonas de amenaza sísmica intermedia; y 151, equivalente al 14% de la población, en zonas de amenaza sísmica baja.

La aceleración pico efectiva (A_a) corresponde a las aceleraciones horizontales del sismo de diseño contempladas en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10), como porcentaje de la aceleración de la gravedad terrestre ($g = 980 \text{ cm/s}^2$). Estas aceleraciones tienen una probabilidad de ser excedidas del 10% en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida útil de una edificación. El valor del parámetro A_a se utiliza para definir las cargas sísmicas de diseño que exige el reglamento de Construcciones Sismo Resistentes¹².

- Zona de Amenaza Sísmica Baja: definida para aquellas regiones cuyo sismo de diseño no excede una aceleración pico efectiva (A_a) de 0.10g.

¹² Ingeominas

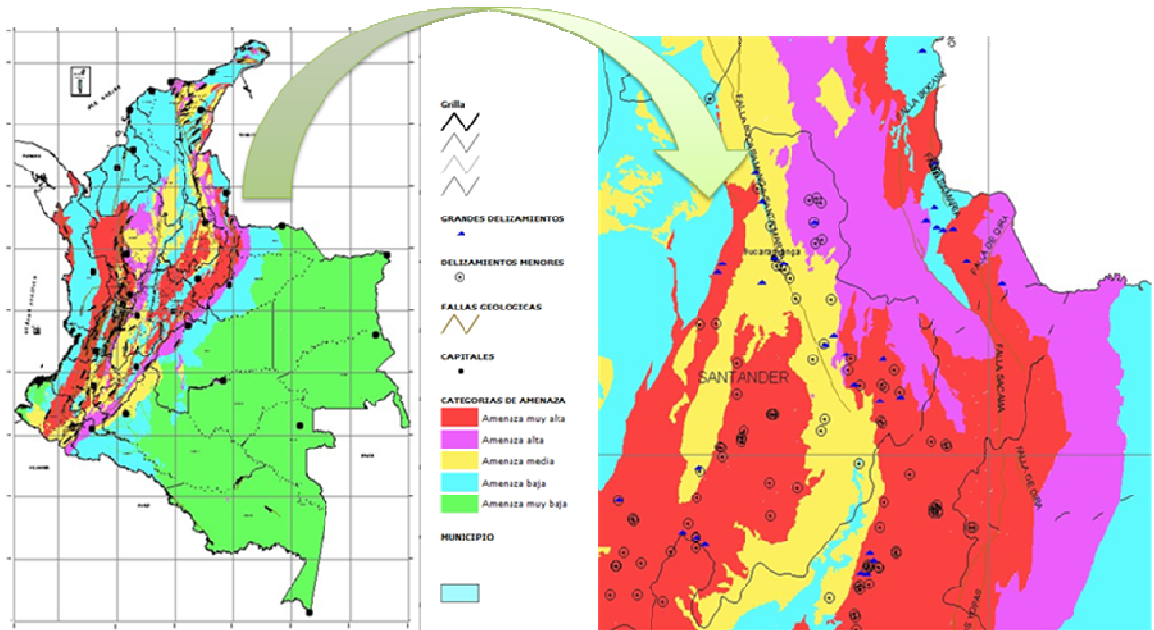
Aproximadamente el 55% del territorio Colombiano se encuentra incluido en esta zona de amenaza.

- Zona de Amenaza Sísmica Intermedia: definida para regiones donde existe la probabilidad de alcanzar valores de aceleración pico efectiva mayores de 0.10g y menores o iguales de 0.20g. Alrededor del 22% del territorio se encuentra incluido en ésta zona.
- Zona de Amenaza Sísmica Alta: definida para aquellas regiones donde se esperan temblores muy fuertes con valores de aceleración pico efectiva mayores de 0.20g. Aproximadamente el 23% del territorio Colombiano queda incluido en la zona de amenaza sísmica alta.

De acuerdo a los requerimientos de la Norma NSR-10 en el *Apéndice A-4 - Valores de Aa, Av, Ae y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos* se indican las características sísmicas principales del lote estudiado:

- Amenaza sísmica: **Alta**
- Aceleración horizontal pico efectiva Aa: **0.25**
- Velocidad horizontal pico efectiva, para diseño Av: **0.25**
- Aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada Ae: **0.09**
- Aceleración pico efectiva, para el umbral de daño Ad: **0.05**

Figura 38. Mapa de categorías de amenaza relativa por movimientos en masa de Colombia



Fuente: www.ingeminas.gov.co

4. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

Inicialmente se realizó un reconocimiento del terreno donde se identificó la tendencia de sus pendientes, la estratificación de los suelos, la cobertura vegetal y la geomorfología entre otros parámetros que se pueden identificar en campo.

La exploración del subsuelo se llevó a cabo mediante la ejecución de sondeos SPT y ensayos de corte directo, donde se efectuaron los muestreos para los respectivos ensayos de laboratorio y la descripción del perfil del suelo en cada uno de estos. En los sitios seleccionados para los sondeos se tomaron muestras para los ensayos de granulometría, límite líquido, límite plástico, humedad natural.

La profundidad de investigación de los apiques se realizó de tal forma que se encuentre en un suelo homogéneo es sus características geotécnicas.

4.1. EXPLORACION GEOTECNICA

4.1.1. Investigaciones de Campo

Figura 39. Ensayo de penetración estándar



Para la realización del análisis de estabilidad en la zona de estudio, se hace necesario conocer en detalle el tipo de material que aflora en los sectores 1 y 2 de la Vía Vetas California. Para dicha identificación se realizaron Sondeos con un sistema manual tipo SPt, a diferentes profundidades, lo que permitió la caracterización de las capas del suelo y la localización del nivel freático del terreno. De igual forma se realizaron Apiques en los 2 sectores con el fin de obtener las características de resistencia del suelo a partir del ensayo de corte directo. Específicamente para la el sector 1 se realizaron 2 Sondeos identificados como Sondeo 1 y Sondeo 2 y de igual forma se realizaron 2 Apiques identificados como Apique 1 y Apique 2, en la parte baja de la zona. Para el sector 2 se realizaron 7 sondeos identificados como Sondeo3, Sondeo 4, Sondeo 5, Sondeo 6, Sondeo 7, Sondeo 8 y Sondeo 9, y adicionalmente se realizaron 3 apiques que corresponden a los Apique 3, Apique 4 y Apique 5, en la parte alta de la zona. En las figuras que se muestran a continuación se observan claramente la ubicación en planta para cada sector de los sondeos y apiques.

Figura 40. Localización en planta de los sondeos y Apiques – Sector 1

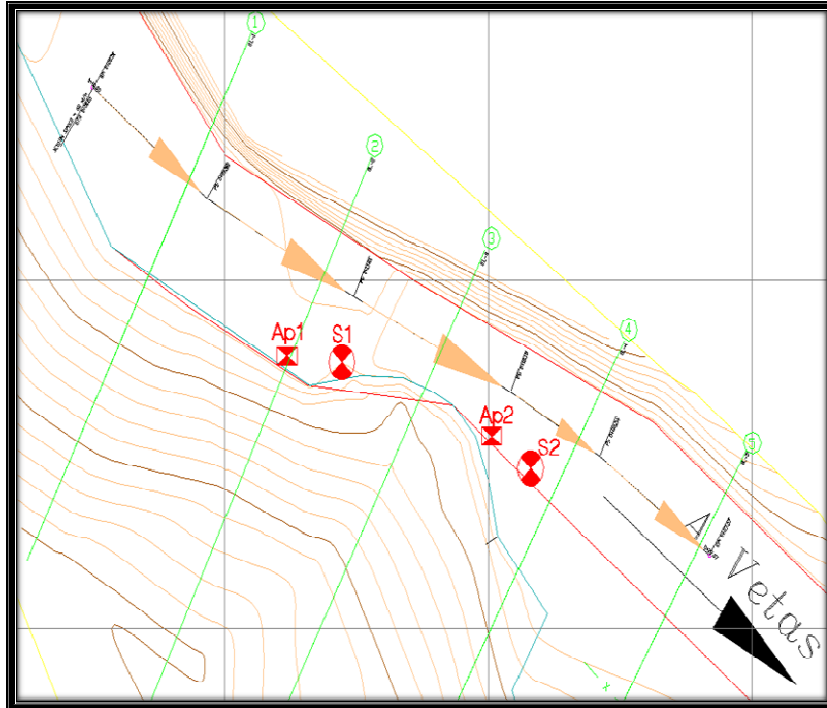
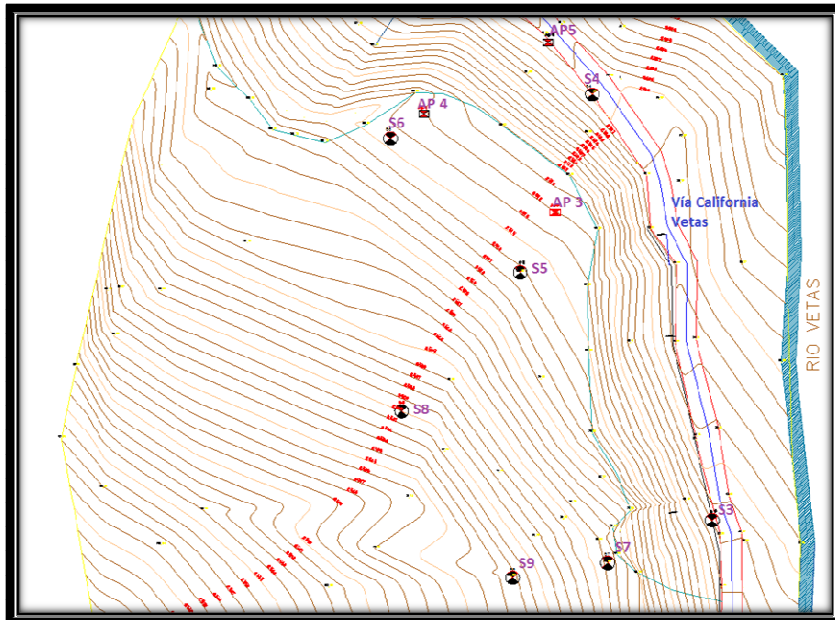


Figura 41. Localización en planta de los sondeos y Apiques – Sector 2



En la siguiente tabla se presentan las coordenadas planas de los respectivos sondeos y apiques.

Tabla 9. Localización Sondeos – Sector 1



	PROFUNDIDAD [m]	COORDENADA ESTE [m]	COORDENADA NORTE [m]	COTA [msnm]
Sondeo 1	1.5	1127374.43	1303257.63	2498
Sondeo 1- Sector 1				
				
Sondeo 2	1.5	1127381.59	1303254.58	2497
Sondeo 2 – Sector 1				
				

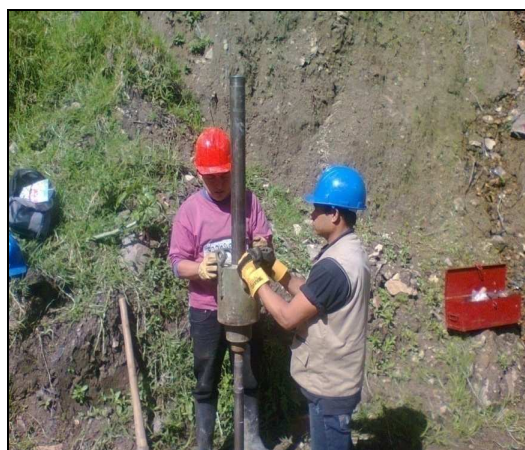
Tabla 10. Localización Apiques – Sector 1

	COORDENADA ESTE [m]	COORDENADA NORTE [m]	COTA [msnm]
Apique 1	1127372.35	1303257.81	2498
Apique 2	1127380.12	1303255.51	2497

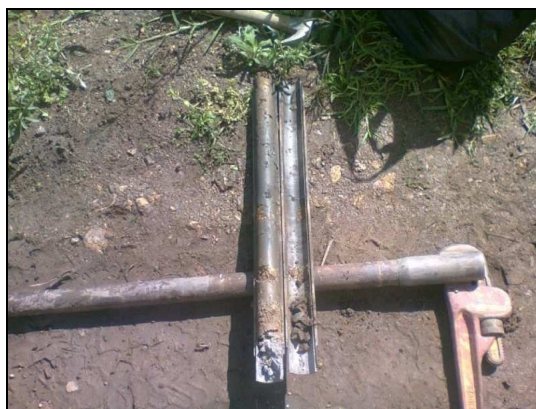
Tabla 11. Localización Sondeos y Apiques – Sector 2

	PROFUNDIDAD [m]	COORDENADA ESTE [m]	COORDENADA NORTE [m]	COTA [msnm]
Sondeo 3	5	1128328.32	1302577.00	2516.23

Sondeo 3 - Sector 2



Muestra de Suelo – Sondeo 3



Sondeo 4	3	1128305.91	1302598.73	2514	METODO MANUAL
----------	---	------------	------------	------	---------------

Sondeo 4 – Sector 1



Muestra de suelo - Sondeo 4



Sondeo 5	5	1125325.12	1302616.18	2498.71	METODO MANUAL
----------	---	------------	------------	---------	---------------

Sondeo 5 – Sector 2



Muestra de suelo – Sondeo 5



Sondeo 6	4	1128338.81	1302603.17	2499.97	METODO MANUAL
----------	---	------------	------------	---------	---------------

Sondeo 6 – Sector 2



Muestra de Suelo – Sondeo 6



Sondeo 7	2	1128311.07	1302556.58	2530.53
----------	---	------------	------------	---------

Sondeo 7 – Sector 2



Muestra de Suelo – Sondeo 7



	PROFUNDIDAD [m]	COORDENADA ESTE [m]	COORDENADA NORTE [m]	COTA [msnm]
Sondeo 8	1	1128341.05	1302534.311	2523.74

Sondeo 8



Sondeo 9	3	1128327.21	1302532.137	2532.48
-----------------	---	------------	-------------	---------

Sondeo 9



Tabla 12. Apiques Sector 2

	COORDENADA ESTE [m]	COORDENADA NORTE [m]	COTA [msnm]
Apique 3	1128333.4	1302585.88	2514.15
Apique 4	1128314.3	1302600.28	2514.02
Apique 5	1128332.36	1302610.82	2499.47

4.1.2. Registros de Perforación SPT

Este ensayo de penetración estándar SPT se realizó en el interior de los sondeos, encontrando el número de golpes requerido para penetrar tres intervalos de perforación de seis pulgadas cada uno. Lo anterior ofrece una medida de la resistencia del suelo.

4.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

4.2.1. Ensayos de Clasificación

Se realizó un análisis de granulometría para conocer la proporción de cada material que tiene el suelo y así mismo se determinaron los límites de Atterberg, los cuales permiten definir los cambios de estado del suelo.

A partir de estos datos se realizó la clasificación de suelos a partir del Sistema Unificado de Clasificación de suelos USCS. En las tablas que se muestra a continuación se observa en forma resumida la clasificación y características de las muestras de suelo obtenidas de los ensayos. Los registros obtenidos del ensayo de penetración estándar se presentan en las siguientes tablas y de igual forma se presentan en forma resumida los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio realizadas en las

muestras extraídas de los sondeos y apiques realizados para los diferentes sectores de la Vía California Vetas.

SECTOR

Tabla 13. Sondeo 1 Sector 1.

SONDEO 1						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	5	6	6	12	Suelos residuales altamente meteorizados meteorizada Color Amarillo de granulometría arenas muy finas con un alto porcentaje de arcillas.
	1	18	20	21	41	
2	1,5	25	23	49	72	Rechazo

Tabla 14. Clasificación del Suelo – Sondeo 1

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	GRADACION		
				% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S1 - M1	0-1	SM	2,58	14,90	67,08	18,02
S1 - M2	1-2.	SM	15,07	14,90	67,08	18,02

Figura 42. Resumen datos obtenidos Sondeo 1.

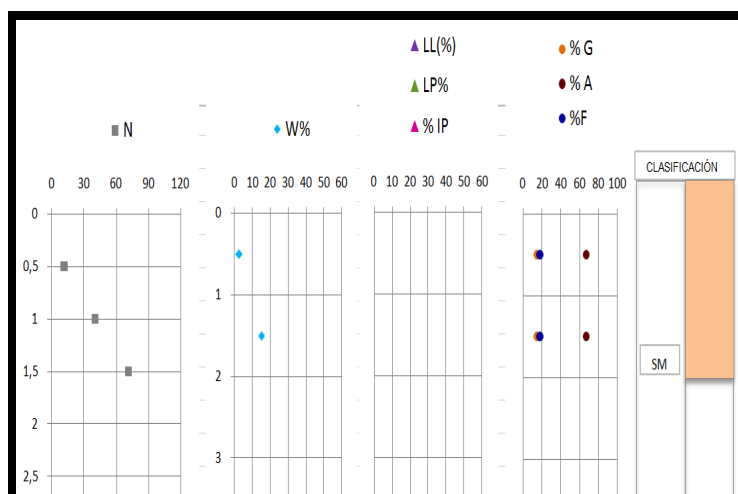


Tabla 15. Sondeo 2 Sector 1.

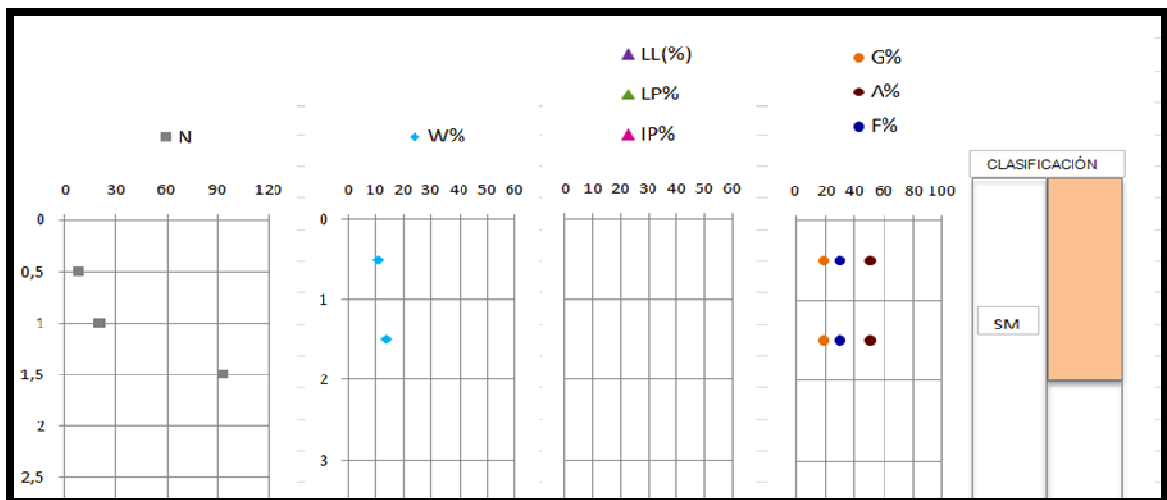
SONDEO 2						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	7	4	4	8	Suelos meteorizados de color amarillo crema con arcillas producto de la alteración de feldspatos, presenta una granulometría de arenas muy finas con un alto contenido de arcillas
	1	10	8	13	21	
2	1,5	19	38	56	94	Rechazo

Tabla 16. Clasificación del Suelo – Sondeo 2

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	GRADACION		
				% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S2 - M1	0-1	SM	11,123	18,90	50,87	30,22
S2 - M2	1-2.	SM	13,97	18,90	50,87	30,22

De la tablas de clasificación anteriormente presentadas se observa que en el sector 1 se encuentran arenas limosas SM, mal graduadas, es decir que no tiene una uniformidad en el tamaño de sus partículas y además son arenas finas no plásticas, es decir que no cuentan con los límites de plasticidad.

Figura 43. Resumen datos obtenidos – Sondeo 2



SECTOR 2

Tabla 17. Sondeo 3- Sector 2.

SONDEO 3						
Borde la Vía Banca externa - Nivel Freático a 3 mts.						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	4	5	6	11	Suelos granoso soportados de color amarillo crema mal calibrados con presencia de granulometrías gravosas, la matriz presenta un alto contenido de arcillas lo que muestra un fuerte avance de los procesos de alteración
	1	4	5	13	18	
2	1,5	18	11	12	23	Suelos granoso soportados de color amarillo

						crema mal calibrados con presencia de granulometrías gravosas, la matriz presenta un alto contenido de arcillas lo que muestra un fuerte avance de los procesos de alteración
3	2	5	5	5	10	Suelos gravos de color negro, mal calibrados con matriz arcillosa, presentan un alto contenido de arcillas muy finas
	2,5	4	5	4	9	
4	3	4	5	4	9	material heterogéneo que corresponde con suelos residuales de color negro mal calibrados presentan una muy naja cohesión
	3,5	2	3	2	5	
5	4	3	2	3	5	Rechazo
	4,5	5	6	7	13	
	5	14	22	38	60	

Tabla 18. Clasificación del Suelo – Sondeo 3

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	LÍMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
				% Límite Líquido	% Límite Plástico	% Índice de Plasticidad	% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S3 - M1	0-1	SM	13,49	31,95	29,31	2,64	12,56	42,65	44,78
S3 - M2	1-2.	SM	9,61	31,95	29,31	2,64	12,56	42,65	44,78
S3 - M3	2-3	SM	11,34	31,95	29,31	2,64	12,56	42,65	44,78
S3 - M4	3-4	ML	15,32	31,95	29,31	2,64	5,62	26,67	67,71
S3 - M5	4-5	ML	29,29	31,95	29,31	2,64	5,62	26,67	67,71

De la información anteriormente presentada en la clasificación del suelo se concluye que para profundidades entre 0 y 3 metros aproximadamente predominan las arenas limosas, finas no plásticas SM. Adicionalmente para profundidades de 3 o más metros se encuentran limos inorgánicos ML de baja compresibilidad que cuentan con una ligera plástico.

Figura 44. Resumen datos obtenidos – Sondeo 3

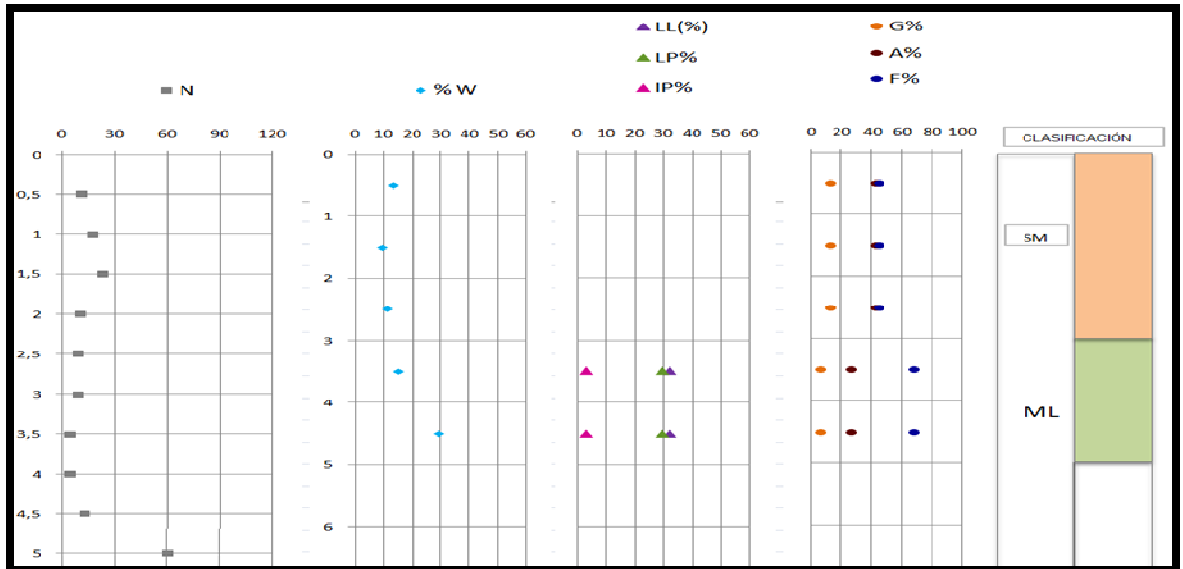


Tabla 19. Sondeo 4- Sector 2.

SONDEO 4						
California Borde de la Vía Lado Derecho						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	4	4	5	9	Material franco gravoso a arenoso con baja cohesión color pardo amarillento alto contenido de arcillas en la matriz lo que muestra una muy baja calibración
	1	6	8	10	18	
2	1,5	13	14	14	28	Material franco gravoso a arenoso con baja cohesión color pardo amarillento alto contenido de arcillas en la matriz lo que muestra una muy baja calibración
	2	14	15	16	31	
3	2,5	14	18	19	37	Material franco gravoso a arenoso con baja cohesión color pardo amarillento alto contenido de arcillas en la matriz lo que muestra una muy baja calibración
	3	16	25	43	68	

Tabla 20. Resumen datos obtenidos- Sondeo 4

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
				% Limite Liquido	% Limite Plástico	% Índice de Plasticidad	% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S4 - M1	0-1	SM	11,43	NP	NP	NP	12,35	46,33	41,32
S4 - M2	1-2.	SM	37,18	NP	NP	NP	12,35	46,33	41,32
S4 - M3	2-3.	SM	10,27	NP	NP	NP	12,35	46,33	41,32

Se asumieron los valores de plasticidad obtenidos del sondeo 6 debido a la homogeneidad de las muestras y a la cercanía entre los mismos.

Figura 48. Resumen datos obtenidos – Sondeo 4

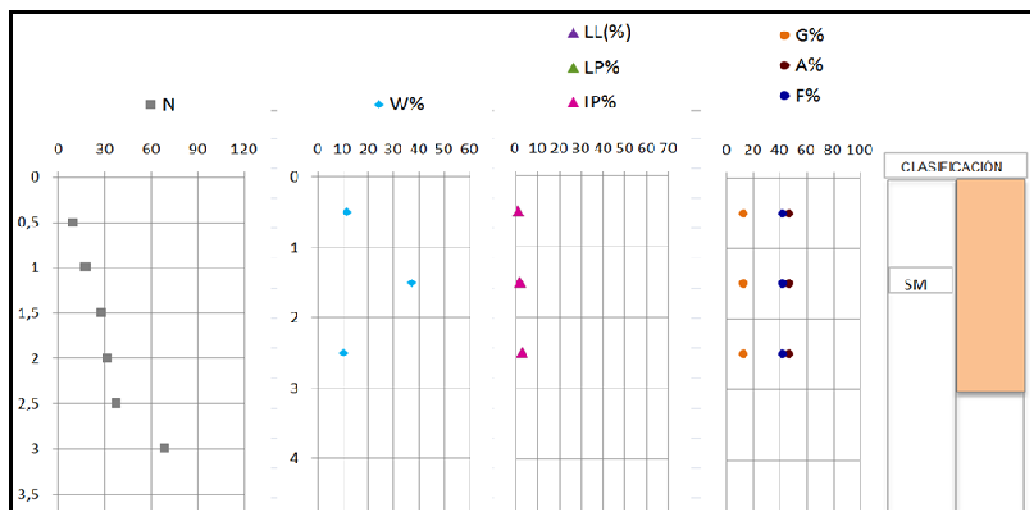


Tabla 21. Sondeo 5- Sector 2.

SONDEO 5						
Corona del Talud						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	1	1	1	2	Suelo matrizsoportados, de color amarillo claro, con alto porcentaje de humedad, presentan poca cohesividad.
	1	1	2	2	4	
2	1,5	3	4	3	7	Suelos matriz soportados, con alto porcentaje de humedad, presentan poca cohesividad.
	2	4	3	4	7	
3	2,5	4	5	6	11	Suelos matriz soportados, con alto porcentaje de humedad, presentan poca cohesividad muestran oxidación de colores cafés claros
	3	4	5	6	11	
4	3,5	4	5	5	10	Material heterogéneo color Amarillo claro que corresponde con suelos clasto soportados, presentan una baja cohesión y porcentaje de humedad considerable
	4	6	7	11	18	
5	4,5	14	16	18	34	Material heterogéneo color Amarillo claro que corresponde con suelos clasto soportados, presentan una baja cohesión y porcentaje de humedad considerable
	5	17	29	39	68	

Tabla 22. Clasificación del Suelo – Sondeo 5

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
				% Limite Liquido	% Limite Plástico	% Índice de Plasticidad	% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S5 - M1	0-1	SM	27,08	26,21	23,26	2,86	14,09	43,51	42,40
S5 - M2	1-2.	SM	18,53	26,21	23,26	2,86	14,09	43,51	42,40

S5 - M3	2-3.	SM	10,27	26,21	23,26	2,86	14,58	54,67	30,76
S5 - M4	3-4.	ML	8,77	26,12	23,26	2,86	22,09	21,51	56,40
S5 - M5	4-5.	ML	20,88	26,12	23,26	2,86	22,09	21,51	56,40

Figura 45. Resumen datos obtenidos- Sondeo 5.

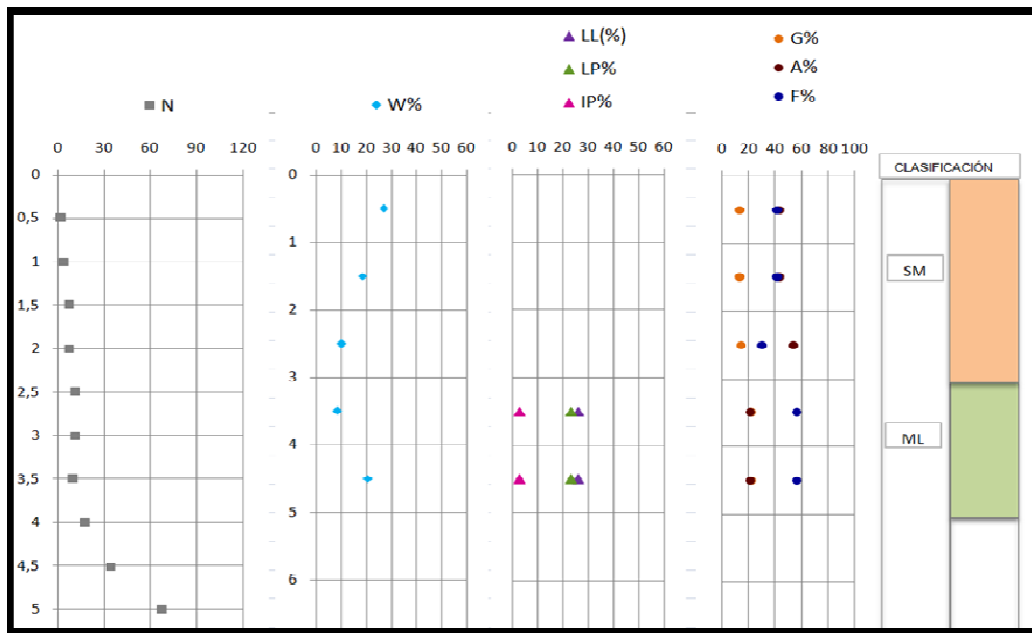


Tabla 23. Sondeo 6- Sector 2.

SONDEO 6						
Corona del Talud						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	2	3	4	7	Material arcilloso de color café, corresponde con suelos matriz soportados presentan baja cohesión y porcentaje de humedad moderado
	1	4	4	4	8	
2	1,5	6	7	6	13	Material arcilloso de color café, corresponde con suelos matriz soportados presentan baja cohesión y porcentaje de humedad moderado
	2	7	9	11	20	
3	2,5	14	16	17	33	Suelos clasto soportados de color amarillo pálido,

	3	8	9	11	20	presentan buena plasticidad y un porcentaje de humedad moderado
	3,5	14	17	19	36	Material limo arcilloso poco cohesivo con un porcentaje de humedad moderado
4	4	25	38	49	87	Rechazo

Tabla 24. Clasificación del Suelo – Sondeo 6

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
				% Limite Liquido	% Limite Plástico	% Índice de Plasticidad	% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S6 - M1	0-1	SM	19,23	28,22	26,54	1,69	6,55	47,64	45,81
S6 - M2	1-2.	SM	15,99	28,45	26,54	1,91	6,55	47,64	45,81
S6- M3	2-3.	ML	16,65	34,49	31,22	3,27	13,25	31,29	55,46
S6 - M4	3-4.	ML	13,13	34,49	31,22	3,27	13,25	31,29	55,46

Figura 46. Resumen datos obtenidos – Sondeo 6

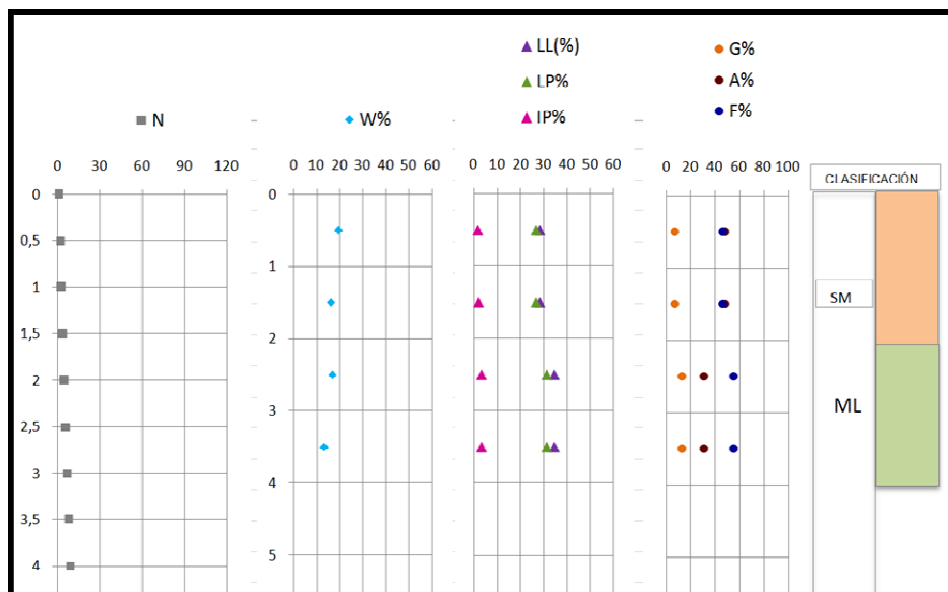


Tabla 25. Sondeo 7- Sector 2

SONDEO 7						
Corona del Talud						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	4	6	8	14	Material limo arcilloso poco cohesivo con alto porcentaje de humedad
	1	6	6	7	13	
2	1,5	11	14	15	29	Material limo arcilloso poco cohesivo con un porcentaje de humedad moderado
	2	18	21	39	60	Rechazo

Tabla 26. Clasificación del Suelo – Sondeo 7

MUESTRA	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	GRADACION		
				% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S7 - M1	0-1	SM	9,89	8,51	65,17	26,33
S7 - M2	1-2.	SM	9,89	8,51	65,17	26,33

Figura 47. Resumen datos obtenidos – Sondeo 7

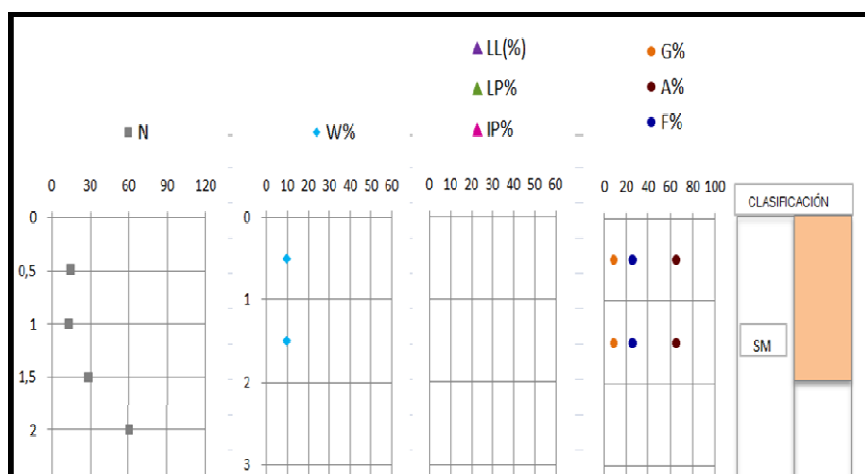


Tabla 27. Sondeo 8- Sector 2.

SONDEO 8						
Corona del Talud						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	5	6	8	14	Material limoso de color café presentan una baja plasticidad y humedad moderada
	1	11	12	39	51	Rechazo

Tabla 28. Clasificación del Suelo- Sondeo 8

MUESTRA A	Profundidad (m)	USCS	% Humedad	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
				% Limite Líquido	% Limite Plástico	% Índice de Plasticidad	% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S8 - M1	0-1	OL	18,45	27,85	25,12	2,73	3,67	59,48	36,85

Figura 48. Clasificación del Suelo – Sondeo 8

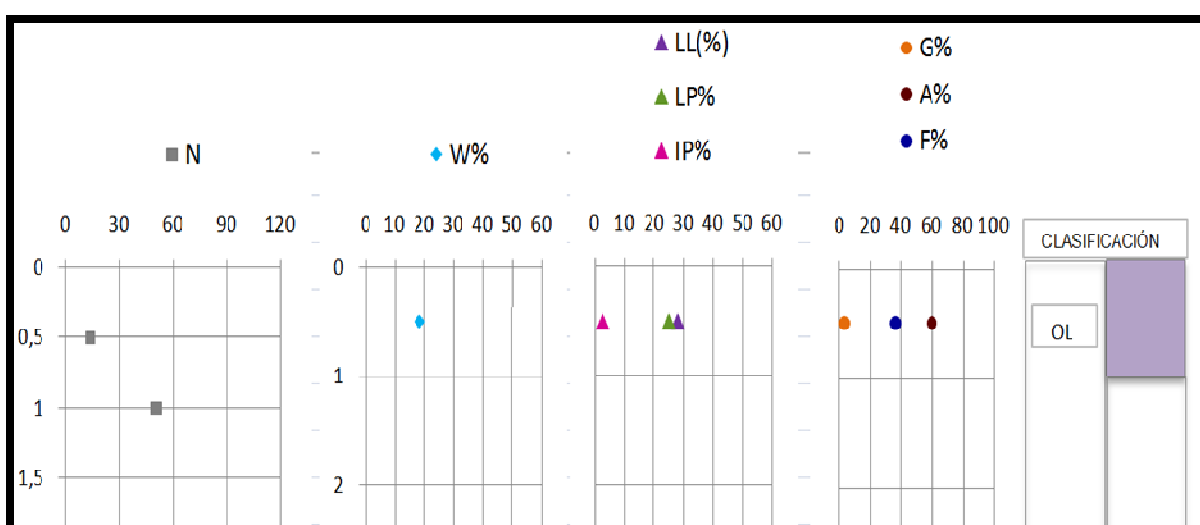


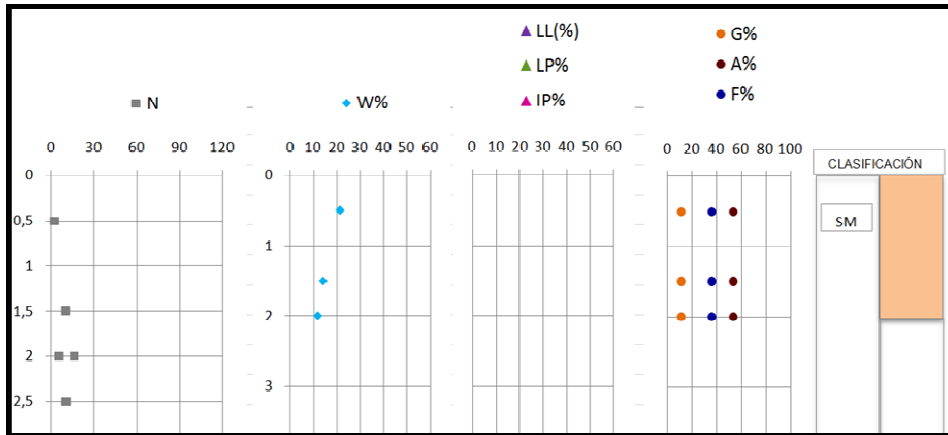
Tabla 29. Sondeo 9- Sector 2.

SONDEO 9						
Corona del Talud						
MUESTRA	PROFUNDIDAD [m]	6"	12"	18"	N	DESCRIPCION
1	0,5	2	1	2	3	Material heterogéneo matriz soportado con presencia de arcillas de color café producto de la meteorización, son materiales poco cohesivos, tienen una humedad alta a moderada
	1,5	3	5	5	10	
2	2	5	3	3	6	Material heterogéneo matriz soportado con presencia de arcillas de color café producto de la meteorización, son materiales poco cohesivos, tienen una humedad alta a moderada
	2,5	4	5	6	11	
3	2	6	8	8	16	Material heterogéneo matriz soportado con presencia de arcillas, son materiales poco cohesivos, tienen una humedad alta a moderada
	3,5	10	14	49	63	

Tabla 30. Clasificación del Suelo –Sondeo 9

MUESTRA	Profundidad (m)	USC S	% Humedad	GRADACION		
				% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
S9 - M1	0-1	SM	21,44	10,92	53,37	35,70
S9 - M2	1-2.	SM	14,07	10,92	53,37	35,70
S9 - M3	2-3.	SM	11,87	10,92	53,37	35,70

Figura 49. Resumen datos obtenidos – Sondeo 9



4.2.2. Ensayos de resistencia

- **Ensayos de Corte Directo**

Mediante esta prueba se pueden determinar los parámetros de resistencia de los diferentes materiales que afloran en la zona, necesarios para la realización del análisis de estabilidad. Este ensayo se realizó a partir de cada una de las muestras extraídas de los apiques realizados para cada sector de la zona.

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante ya que depende de su naturaleza, de su estado tensional, presión de poros, entre otros.

Se utilizó el criterio de rotura propuesto por Coulomb que relaciona los esfuerzos efectivos normales y esfuerzos cortantes actuando en cualquier plano del suelo a partir del cual se pueden obtener fácilmente los parámetros de resistencia de cohesión c' y ángulo de rozamiento interno efectivo ϕ' .

El resumen de los resultados obtenidos de los ensayos de corte directo se ilustra en las siguientes tablas:

SECTOR 1

Tabla 31. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 1

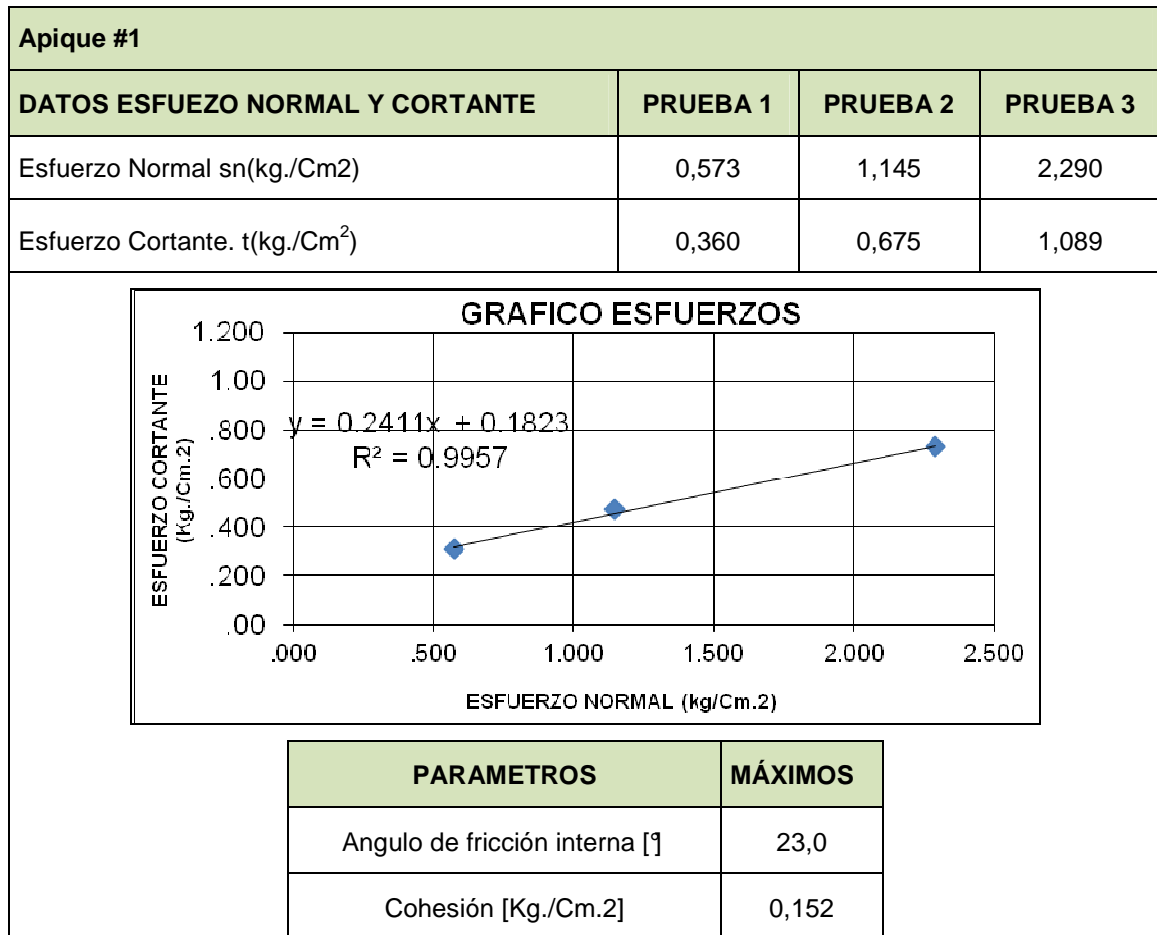


Tabla 32. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 2

Apique #2			
DATOS ESFUERZO NORMAL Y CORTANTE	PRUEBA 1	PRUEBA 2	PRUEBA 3
Esfuerzo Normal sn(kg./Cm ²)	0,573	1,145	2,290
Esfuerzo Cortante. t(kg./Cm ²)	0,310	0,474	0,729

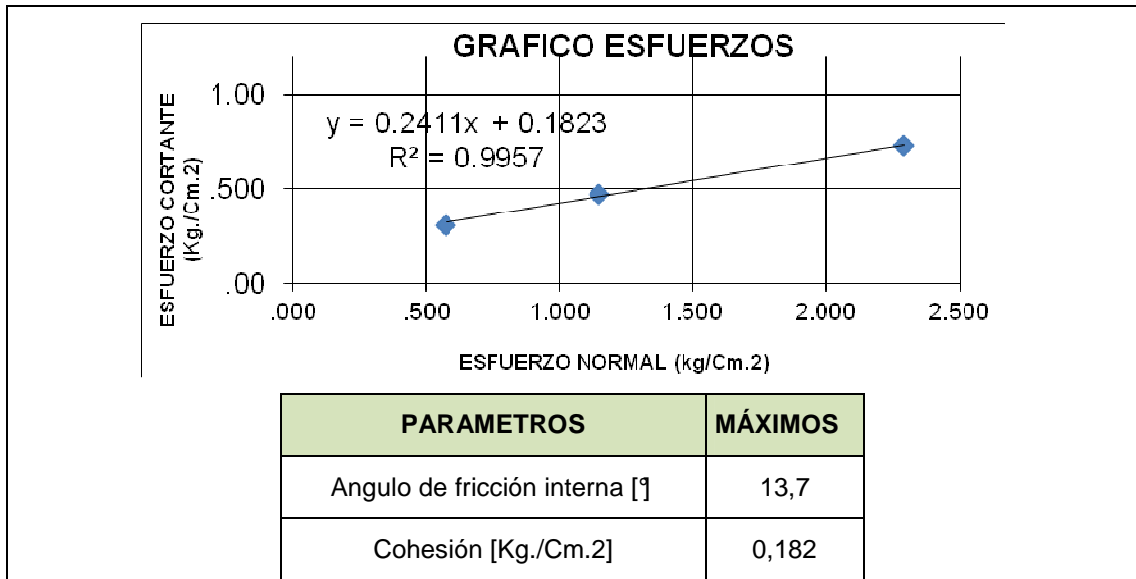
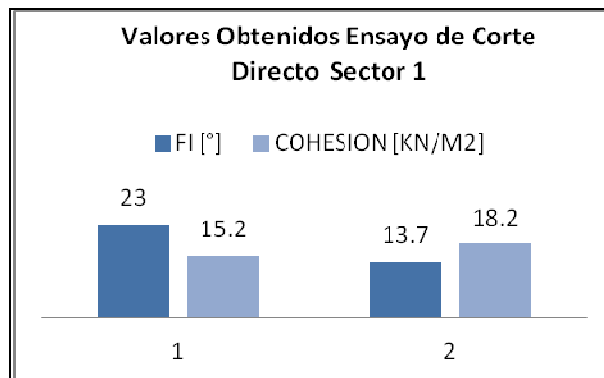


Figura 50. Resumen ensayos de corte Sector 1



SECTOR 2

Tabla 33. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 3

Apique 3			
DATOS ESFUERZO NORMAL Y CORTANTE	PRUEBA 1	PRUEBA 2	PRUEBA 3
Esfuerzo Normal sn(kg./Cm2)	0,584	1,169	2,338
Esfuerzo Cortante. t(kg./Cm ²)	0,430	0,606	1,046

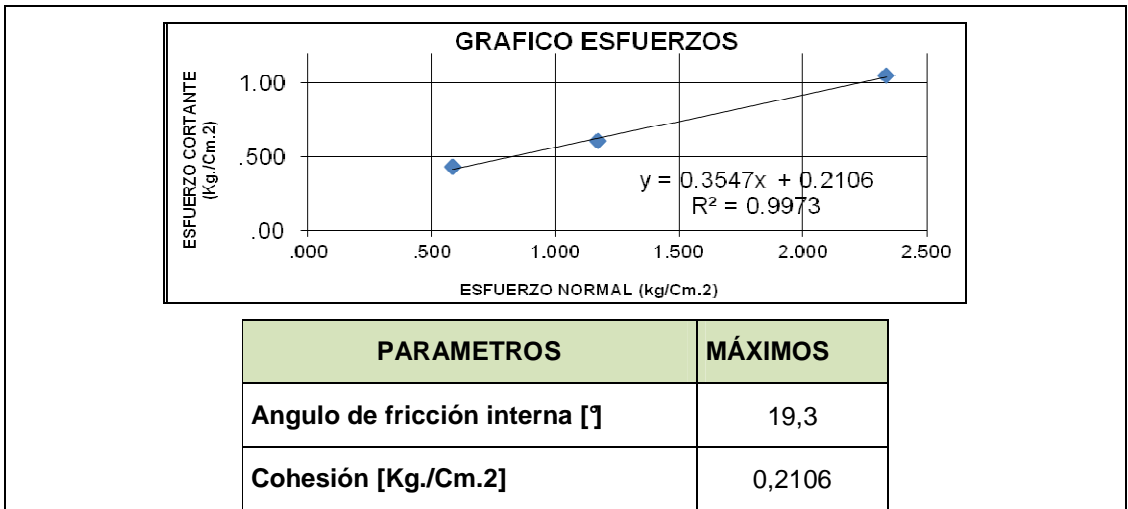


Tabla 34. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 4.

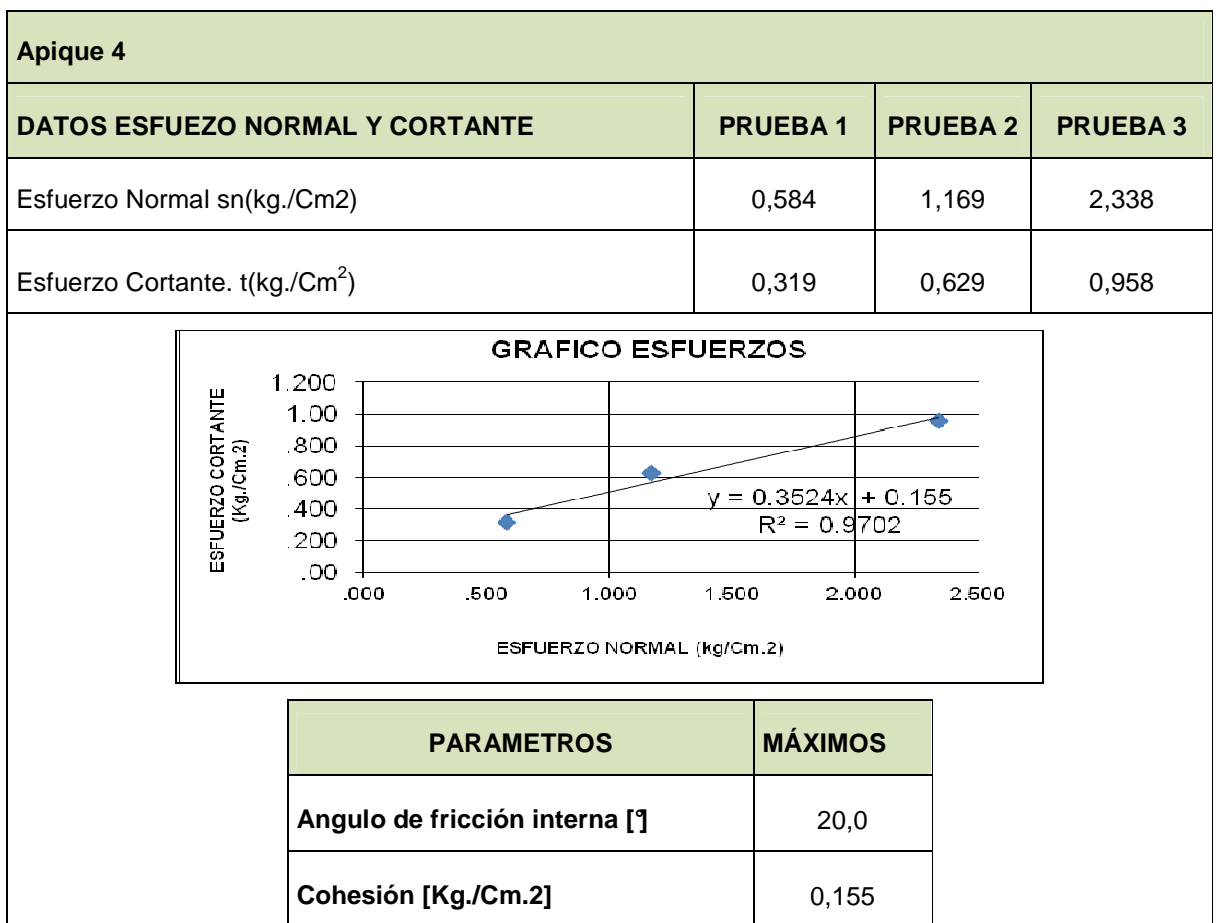
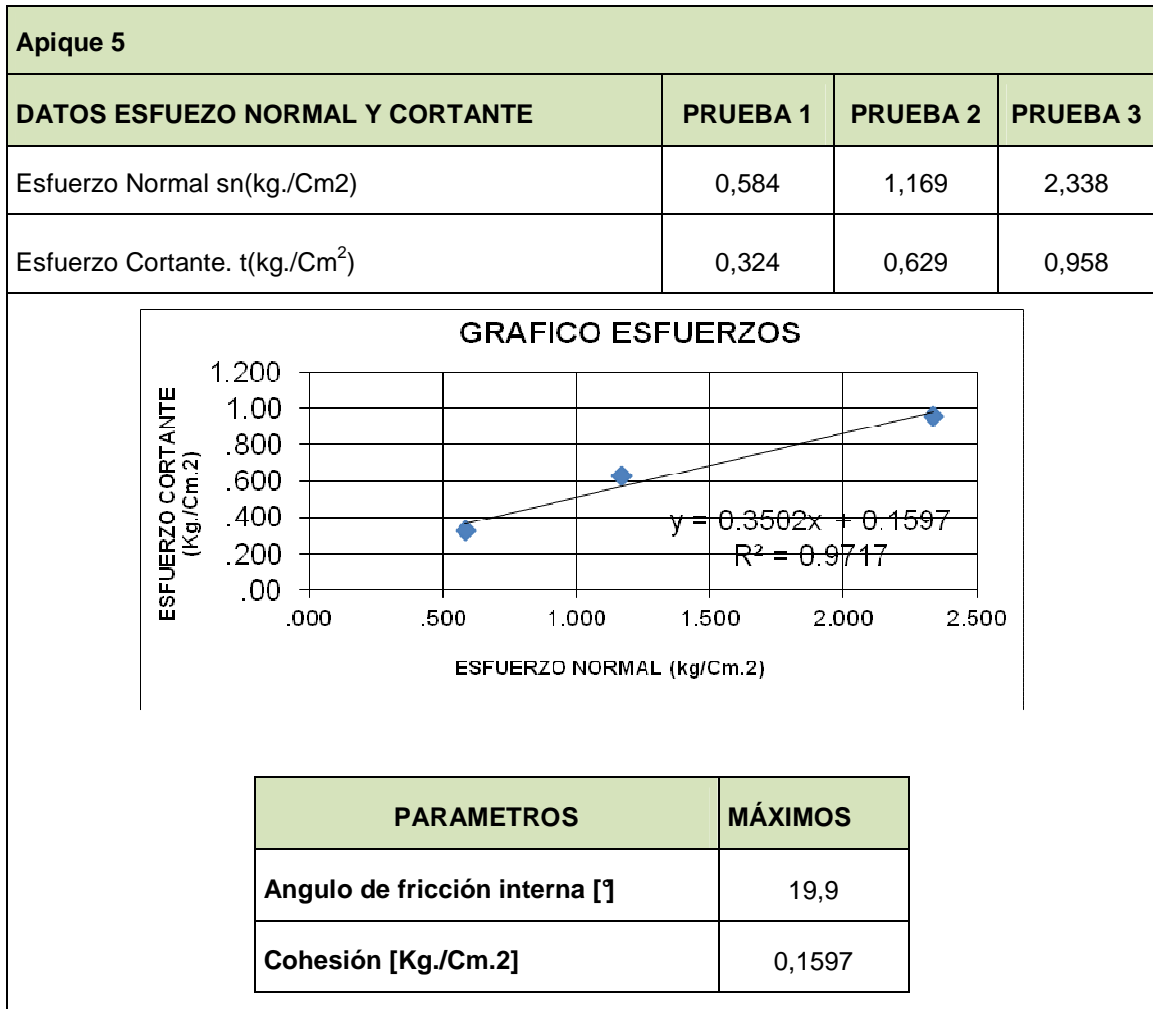
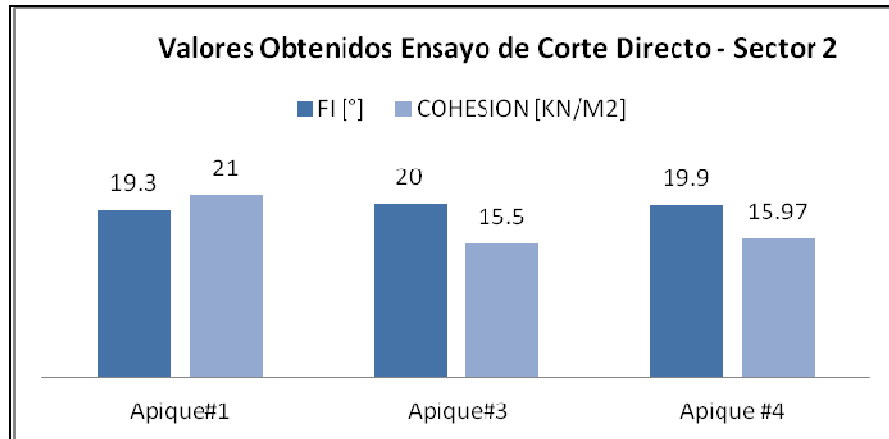


Tabla 35. Envoltente de resistencia para la muestra del Apique 5



Los parámetros de resistencia varían entre 19° y 20° para el ángulo de fricción, mientras que la cohesión fluctúa entre 0.15 kg/cm² y 0.21 kg/cm².

Figura 51. Resumen ensayos de corte – Sector 2



4.3. PARAMETROS DE RESISTENCIA OBTENIDOS A PARTIR DEL ENSAYO SPT

Los ensayos de penetración estándar SPT son necesarios para determinar los parámetros necesarios para calcular la capacidad de carga portante. Inicialmente, el sistema de elevación y caída de la maza para el ensayo de SPT es de tipo manual, mediante un sistema de cabrestante, poleas y cuerdas. Evidentemente la energía de golpeo que suministraba este método no correspondía al 100% de energía teórica de una caída totalmente libre, ya que las pérdidas por rozamiento y otros factores restaban parte de la energía teóricamente disponible [4]; por esta razón se hace necesario la corrección del número de golpes por energía.

Además de esto por la incertidumbre que se presenta en las características del suelo se realizara una corrección del número de golpes debido a la profundidad.

En forma general se tiene que:

$$N \text{ Corregido} = CN * CE * Nf$$

Siendo:

CN: Corrección por profundidad

CE: Corrección por Energía.

Nf: Numero de golpes obtenido en campo.

- **Corrección por Energía:**

Para determinar el coeficiente de corrección por energía se utilizó el criterio de Tokimatsu y Seed 1987.

$$CE=0,75$$

- **Corrección por Profundidad:**

Para determinar el coeficiente de corrección por profundidad CN se utilizó el criterio de Tokimatsu y Seed 1984.

Tabla 35. Coeficiente de Corrección por Profundidad.

Profundidad [Metros]	CN
Menos de 1.5	1.60
2.0	1.50
3.0	1.35
4.0	1.20
5.0	1.00
10.0	0.70
15.0	0.55
20.0	0.50

Los valores de N corregidos para los 2 sectores se presentan en la siguiente tabla:

SECTOR 1:

Tabla 36. N corregido Sondeo 1.

SONDEO1					
MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
1	0,5	12	0,75	1,6	14,4
	1	41	0,75	1,6	49,2
2	1,5	72	0,75	1,6	86,4

Figura 52. Variación N – Sondeo 1

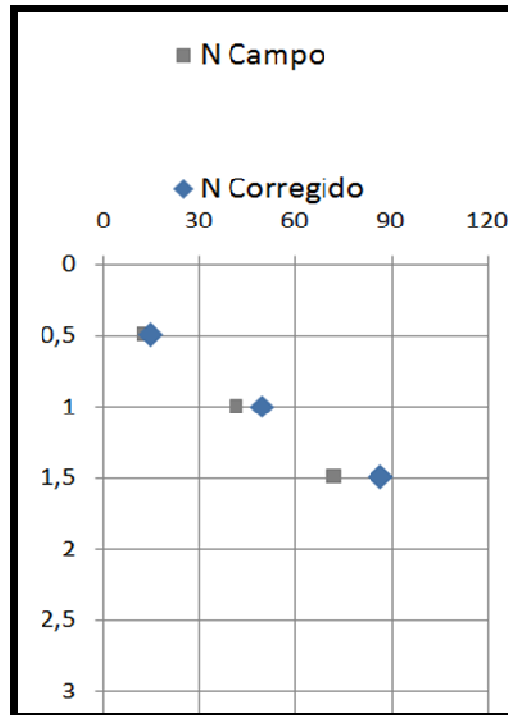
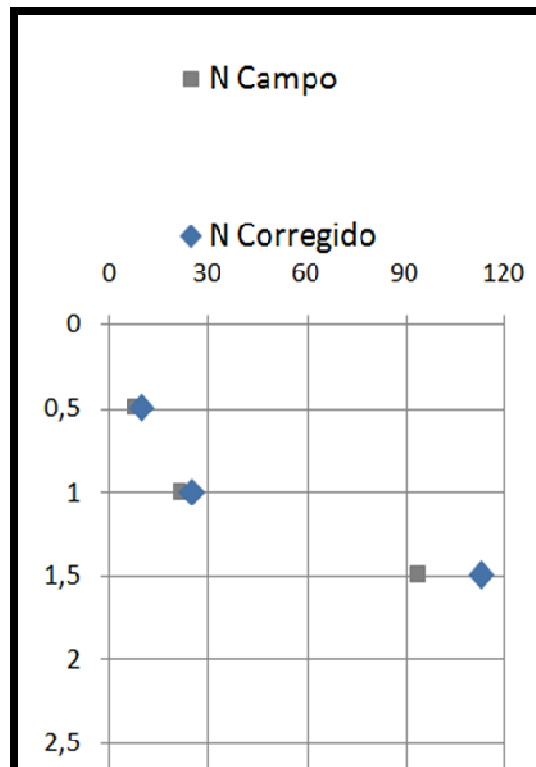


Tabla 37. N corregido Sondeo 2.

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO2					

1	0,5	8	0,75	1,6	9,6
	1	21	0,75	1,6	25,2
2	1,5	94	0,75	1,6	112,8

Figura 53. Variación N – Sondeo 2



SECTOR 2

Tabla 38. N Corregido - Sondeo 3

SONDEO3					
MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
1	0,5	11	0,75	1,6	13,2
	1	18	0,75	1,6	21,6
2	1,5	23	0,75	1,6	27,6

	2	10	0,75	1,5	11,25
3	2,5	9	0,75	1,425	9,61875
	3	9	0,75	1,35	9,1125
4	3,5	5	0,75	1,275	4,78125
	4	5	0,75	1,2	4,5
5	4,5	13	0,75	1,1	10,725
	5	60	0,75	1	45

Figura 52. Variación N-Sondeo 3

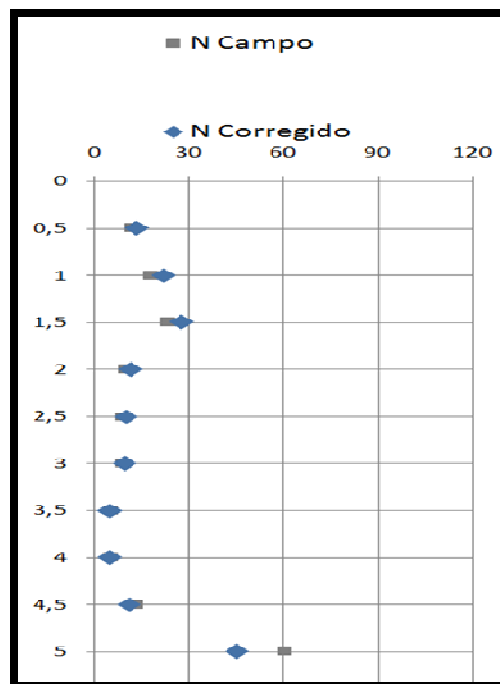


Tabla 39. N Corregido - Sondeo 4

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO4					
1	0,5	9	0,75	1,6	10,8

	1	18	0,75	1,6	21,6
2	1,5	28	0,75	1,6	33,6
	2	31	0,75	1,5	34,875
3	2,5	37	0,75	1,425	39,54
	3	68	0,75	1,35	68,85

Figura 54. Variación N – Sondeo 4

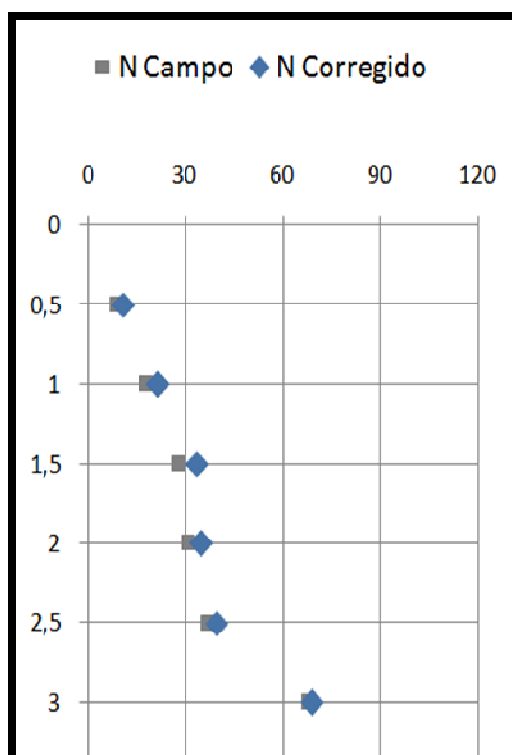


Tabla 40. N Corregido – Sondeo 5

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO 5					
1	0,5	2	0,75	1,6	2,4
	1	4	0,75	1,6	4,8
2	1,5	7	0,75	1,6	8,4
	2	7	0,75	1,5	7,875
3	2,5	11	0,75	1,425	11,756

	3	11	0,75	1,35	11,137
4	3,5	10	0,75	1,275	9,5625
	4	18	0,75	1,2	16,2
5	4,5	34	0,75	1,1	28,05
	5	68	0,75	1	51

Figura 55. Variación N – Sondeo 5

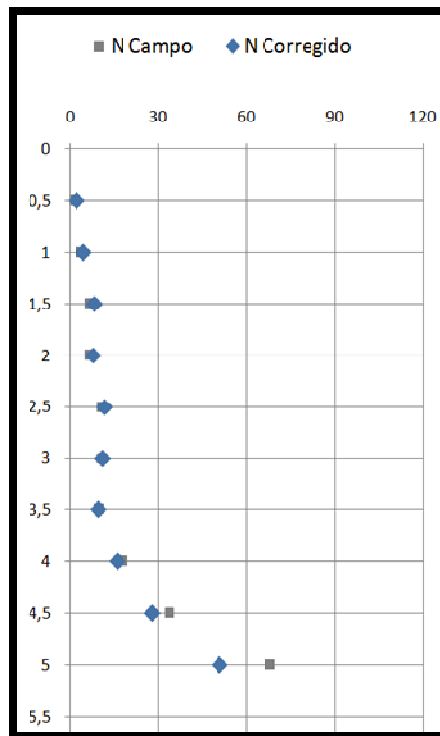


Tabla 41. N Corregido - Sondeo 6

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO 6					
1	0,5	7	0,75	1,6	8,4
	1	8	0,75	1,6	9,6
2	1,5	13	0,75	1,6	15,6
	2	20	0,75	1,5	22,5
3	2,5	33	0,75	1,425	35,26875
	3	20	0,75	1,35	20,25
4	3,5	36	0,75	1,275	34,425

	4	87	0,75	1,2	78,3
--	---	----	------	-----	------

Figura 56. Variación N – Sondeo 6

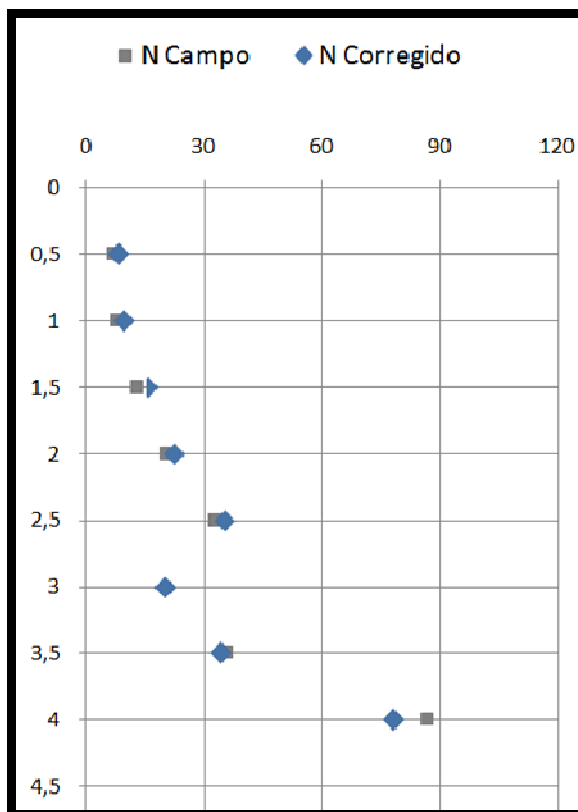


Tabla 42. N Corregido - Sondeo 7

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO 7					
1	0,5	14	0,75	1,6	16,8
	1	13	0,75	1,6	15,6
2	1,5	29	0,75	1,6	34,8
	2	60	0,75	1,5	67,5

Figura 57. Variación N – Sondeo 7

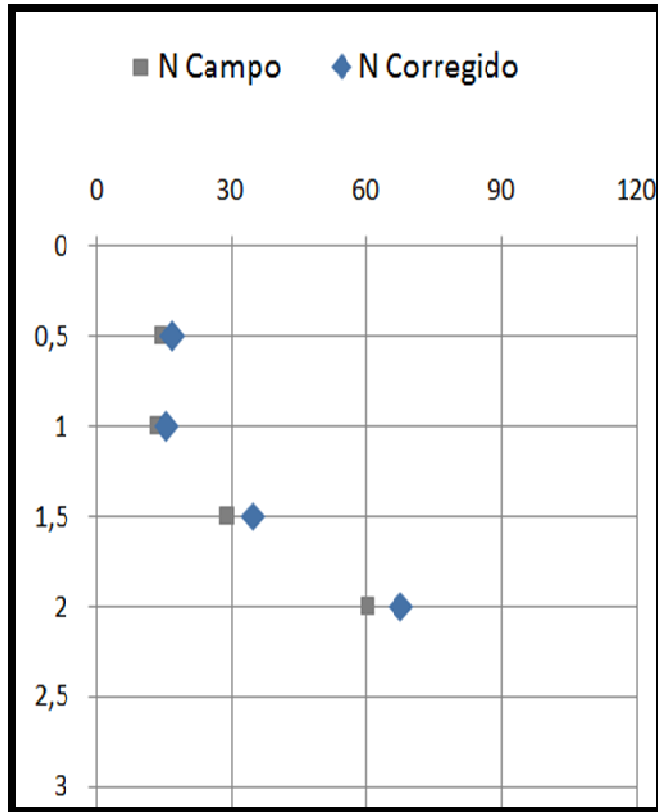


Tabla 43. N Corregido - Sondeo 8

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO 8					
1	0,5	14	0,75	1,6	16,8
	1	51	0,75	1,6	61,2

Figura 58. Variación N – Sondeo 8

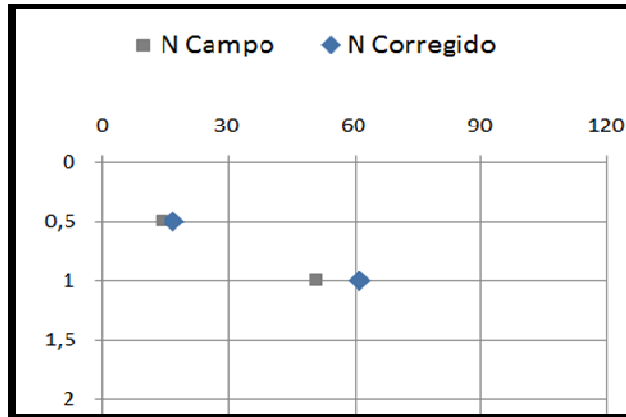
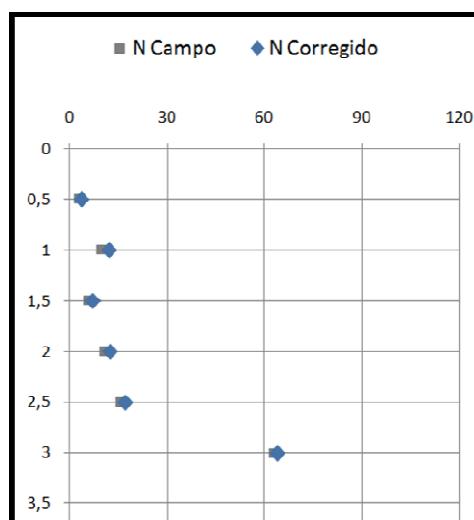


Tabla 44. N Corregido - Sondeo 9

MUESTRA	Profundidad	N	CE	CN	N Corregido
SONDEO 9					
1	0,5	3	0,75	1,6	3,6
	1	10	0,75	1,6	12
2	1,5	6	0,75	1,6	7,2
	2	11	0,75	1,5	12,375
3	2,5	16	0,75	1,425	17,1
	3	63	0,75	1,35	63,7875

Figura 59. Variación N – Sondeo 9



5. EVALUACION DEL MODELO GEOLOGICO Y GEOTECNICO

El modelo geológico-geotécnico se define como aquel que involucra aspectos geológicos en los cuales nos interesa la variación en profundidad de los diferentes depósitos, la geomorfología del terreno y los aspectos geotécnicos que corresponden a la caracterización geo-mecánica de los diferentes depósitos y sus propiedades geotécnicas.

Para la validación del modelo geológico geotécnico, inicialmente se realizaron perfiles transversales del terreno sobre los diferentes sectores en las direcciones de las pendientes más críticas y a partir de estos se realizaron los moldeamientos de estos perfiles en el software SLIDE de la firma ROCSCIENCE por cada sector. Posteriormente se tomó un perfil característico de cada zona homogénea, donde se identifica claramente la falla del terreno y se procedió a realizar la calibración

La localización en planta de los perfiles de análisis utilizados para el análisis de estabilidad y los perfiles utilizados para la modelación con el objeto de encontrar las propiedades del suelo se presentan en las siguientes figuras.

Figura 60. Localización en planta de los perfiles de análisis y de modelación – Sector 1

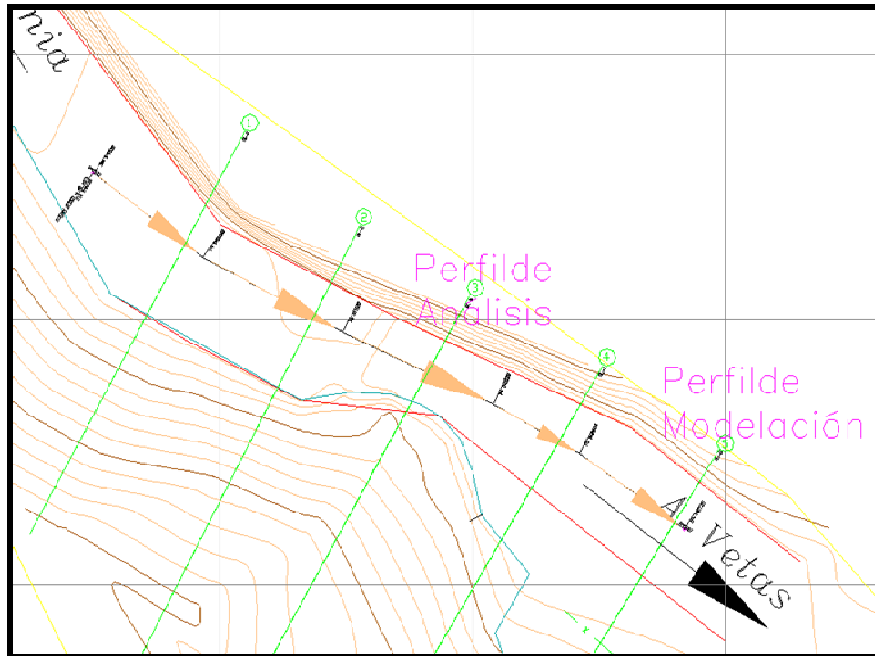
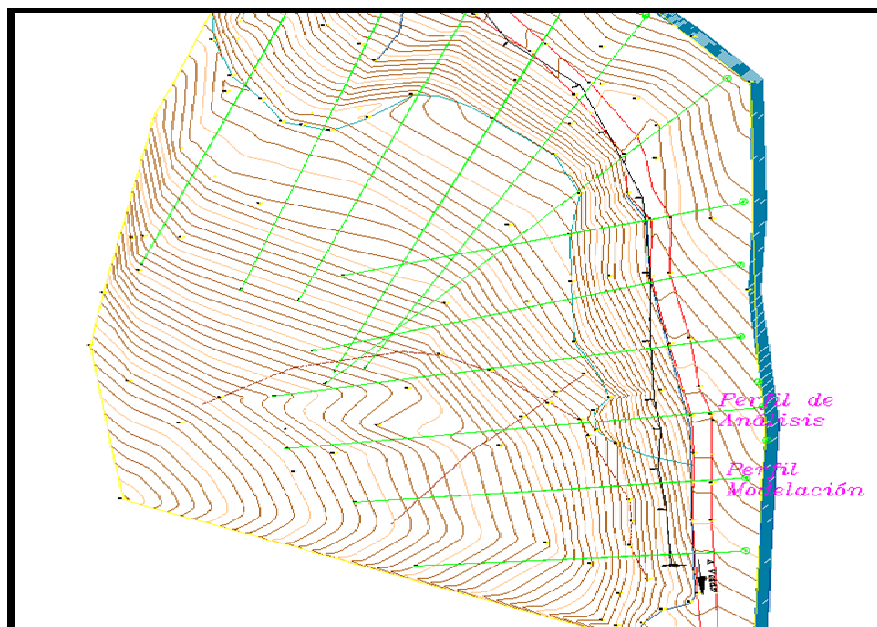


Figura 61. Localización en planta de los perfiles de análisis y de modelación – Sector 2



5.1. METODOLOGÍA DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

La metodología para la calibración del modelo consiste inicialmente tomar el perfil característico del deslizamiento y por medio de la información de las laderas cercanas a este, realizar una reconstrucción extrapolada de la geomorfología del terreno antes de que presentara la falla, luego se define la estratificación de este perfil característico por medio de la geología observada y la información estratigráfica que se obtiene de los sondeos SPT.

Una vez se cuente con esta información se realiza el modelamiento del terreno por medio del software SLIDE y se asumen las propiedades del suelo comprometido con la falla, asumiendo un nivel freático máximo que fue el posible causante de la falla, realizando todas las posibles variaciones a los parámetros geotécnicos (ángulo de fricción y cohesión) de la capa de suelo comprometida con la falla de esta ladera. Por cada combinación posible de propiedades se le haya una superficie de rotura, donde se debe verificar que coincida con la superficie de falla encontrada en el terreno, además se haya su respectivo factor de seguridad, filtrando aquellos que representen factores de seguridad bajos del orden de 1.0, lo cual representa la falla del talud para el caso estático.

Una vez encontradas todas las posibles combinaciones de los parámetros geotécnicos que implican la falla de la ladera, se asumen los parámetros más lógicos y representativos de acuerdo al tipo de suelo encontrado. Con estos valores se da por calibrado el modelo geológico geotécnico y se procede a comprobar la veracidad de estos resultados, comparándolos con los encontrados en los ensayos de laboratorio, de las muestras tomadas en campo.

5.2. CALIBRACION DEL MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

La calibración del modelo Geológico Geotécnico se realiza mediante el método de falla rotacional. El método correspondiente para modelar las fallas rotacionales es el de equilibrio límite basado en el análisis de dovelas. Estos métodos pueden ser los formulados por Bishop simplified, Janbú simplified, Janbú corrected, Spencer, Morgenstern & Price, entre otros. En el presente estudio se utilizó el software Slide con el cual se realizó la iteración de las superficies de falla para hallar el factor de seguridad más crítico en cada perfil seleccionado.

En la simulación realizada para estos parámetros establecidos se observa que la falla del terreno concuerda con la encontrada en campo, ya que los datos arrojados de la superficie de falla se ajustan a la encontrada por el deslizamiento, y de esta forma se comprueba la calibración realizada.

Tabla 45. Modelación y Calibración Sector1 – Condiciones Estáticas y con ascenso máximo del nivel Freático

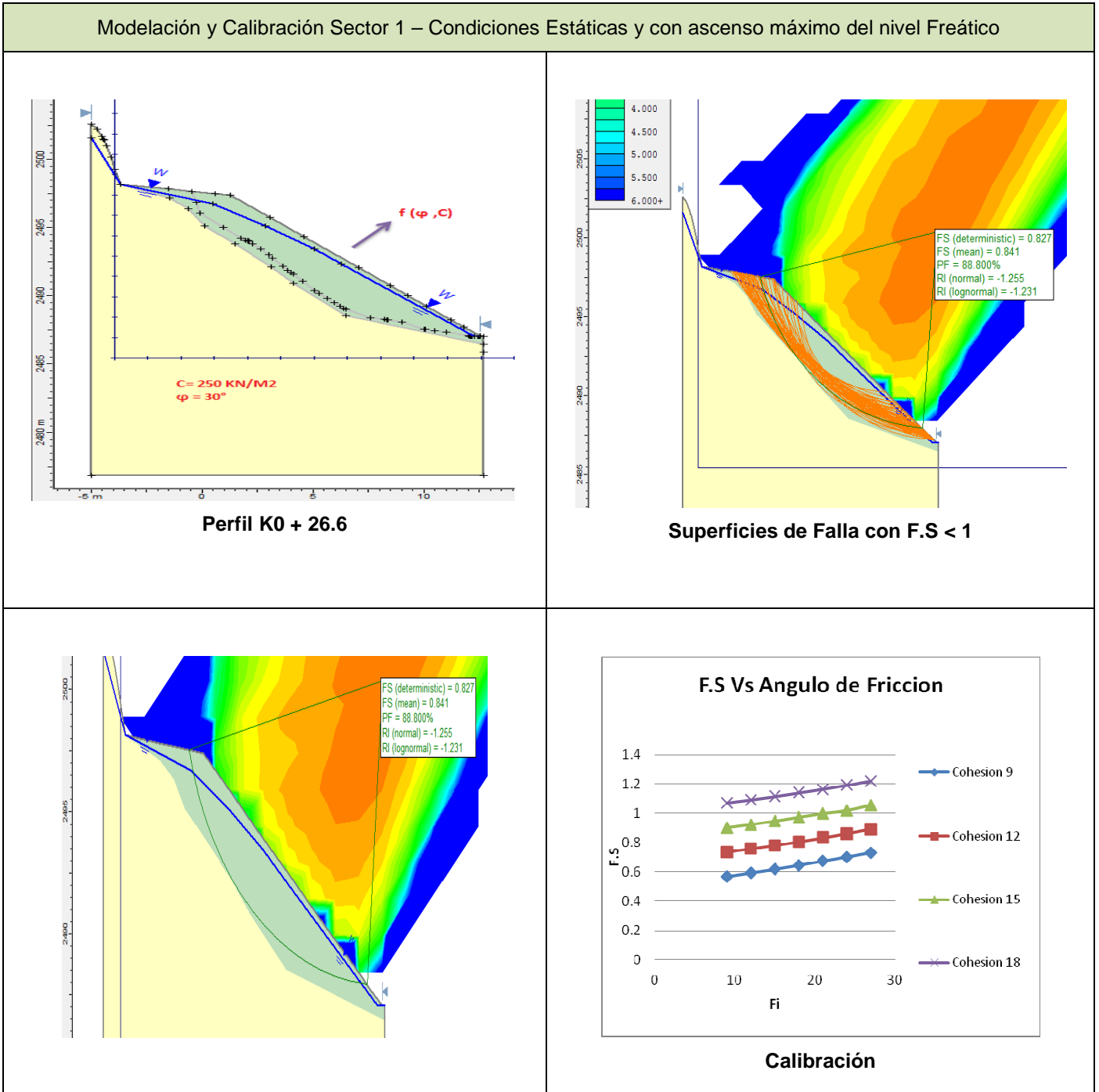
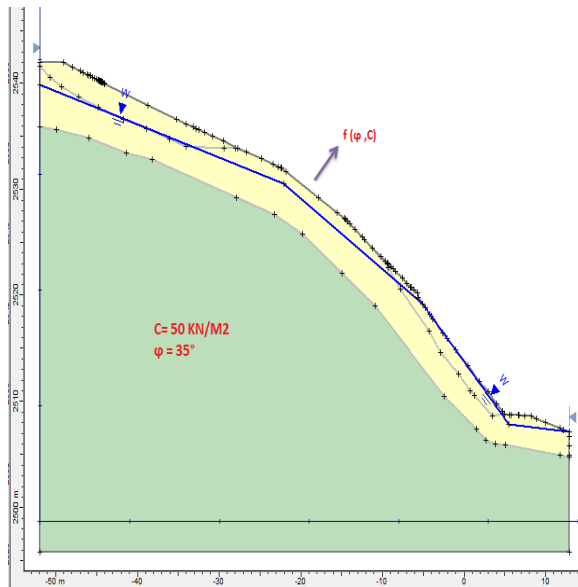
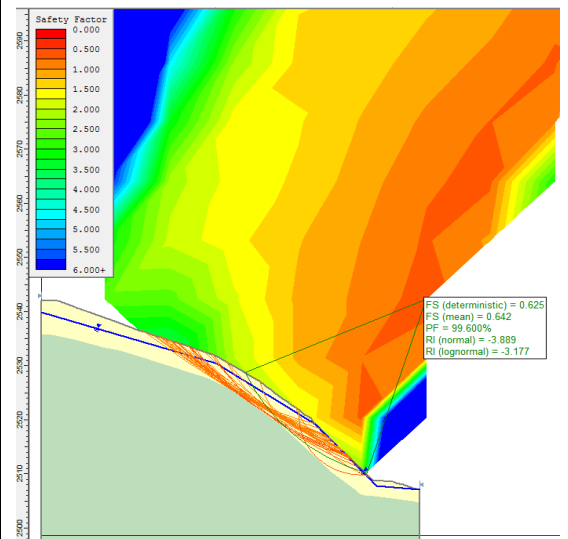


Tabla 46. Modelación y Calibración Sector2 – Condiciones Estáticas y con ascenso máximo del nivel Freático

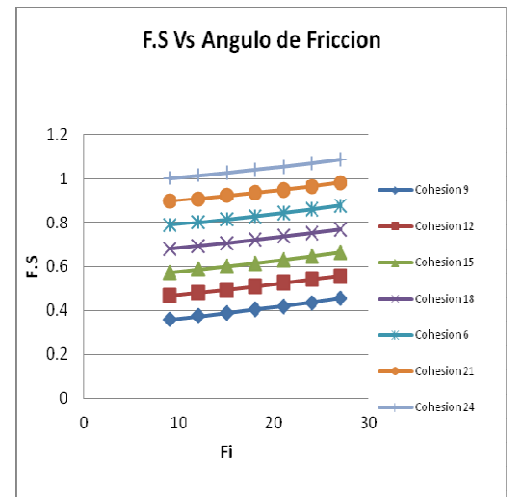
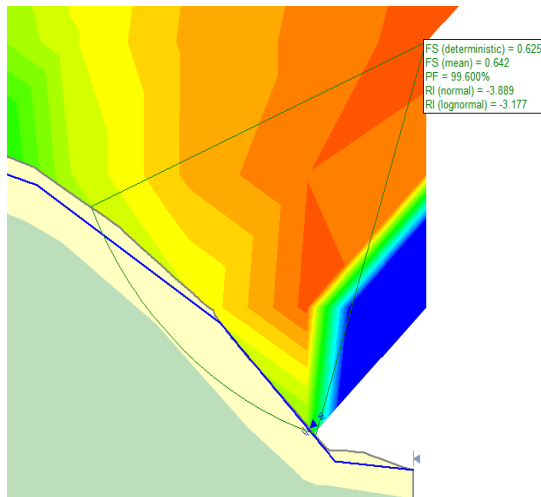
Modelación y Calibración Sector2 – Condiciones Estáticas y con ascenso máximo del nivel Freático.



Perfil K0+16.67



Superficies de Falla con F.S < 1



Calibración

5.3. PARÁMETROS GEO MECÁNICOS EMPLEADOS EN LA MODELACIÓN

Finalmente para encontrar las propiedades de resistencia del suelo de cada sector de estudio se realizó un análisis estadístico a los valores obtenidos a partir de los ensayos de corte directo y con estos resultados se asignaron las propiedades del suelo al modelo de cada perfil de análisis para realizar el análisis de estabilidad respectivo.

Tabla 47. Parámetros Geomecánicos usados en la modelación

Descripción	Angulo de Fricción Interno [°]	Cohesión Efectiva [KN/M2]	Peso Unitario[KN/M3]
Sector 1			
Masa deslizante activa	12	20	17
Roca Ígnea	250	30	19
Sector 2			
Suelo Coluvión	16	20	17
Cuerpo del Coluvión	50	35	19

6. AMENAZA POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA

La remoción en masa es un proceso que depende fundamentalmente de la gravedad y su acción se desencadena exclusivamente en zonas de pendientes elevadas cuando los materiales de las laderas se desplazan pendiente abajo. [5]

Los deslizamientos de tierra son fenómenos locales que se generan comúnmente debido a que la masa de roca en la ladera pierde adherencia debido al sobrepeso que adquiere debido a la acumulación de agua de infiltración de lluvia y su efecto lubricante. [5] Por consiguiente se debe determinar la amenaza que se produce debido a los efectos de remoción en masa y para tal efecto se llevaron a cabo los siguientes procedimientos:

- Cálculo de los factores de seguridad y las probabilidades de falla por deslizamiento (Método de Monte Carlo) usando el programa Slide.
- Zonificación de la amenaza por fenómenos de remoción en masa.

Los análisis de estabilidad se realizaron usando el programa SLIDE v5.0, desarrollado por la firma Rocscience; el cual analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales. Se utilizaron los Métodos de equilibrio límite desarrollados por Janbu, Bishop y Spencer, bajo condiciones de sismo, ascenso del nivel freático, y sobrecargas generadas por el proyecto a desarrollar, evaluándose los siguientes dos escenarios:

Tabla 48. Escenarios de análisis de estabilidad

<u>ESCENARIO 1</u>	<u>ESCENARIO 2</u>
Con la obra de mitigación para condiciones estáticas con ascenso	Con la obra de mitigación para condiciones de sismo Seudo-estáticas (0.17g) con ascenso

máximo del nivel freático.	máximo del nivel freático
----------------------------	---------------------------

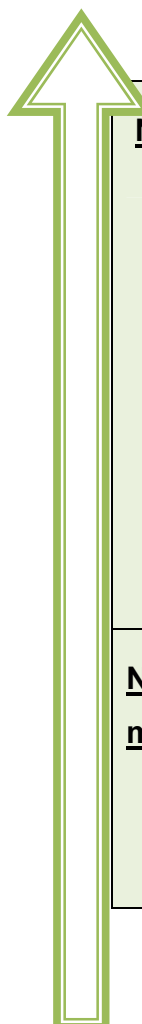
El coeficiente de aceleración horizontal, de acuerdo a las NSR-10 Apéndice A-4 para el municipio California Vetas es de 0.25 y se asumió $2/3 A_v = 0.17$ g.

Para el análisis de estabilidad se seleccionaron los perfiles K0+ 15.00 m para el sector 1 y K0+30.22 m para el sector 2, ya que en estos se presenta el deslizamiento más crítico para cada sector.

6.1 CATEGORIZACIÓN DE LA AMENAZA

Como criterios para definir los niveles de amenaza se utilizaron los especificados en las Normas Geotécnicas de la CDMB.

Tabla 49. Categorización de la amenaza



<u>Nivel de amenaza alta</u>	<p>Pertenecen a esta clasificación terrenos clasificados como “inestables” en los cuales no se debe adelantar ninguna obra de construcción, debido a que presentan riesgos altos para la vida y bienes de la comunidad, además su recuperación es muy compleja, o demasiado costosa. Se deben destinar a zonas verdes, reforestación o de tratamientos especiales a largo plazo.</p> <p>Los factores de seguridad en el análisis de estabilidad son menores de 1.25 para condiciones estáticas o menores de 1.0 para eventos sísmicos.</p>
<u>Nivel de amenaza media</u>	<p>Son terrenos clasificados geológicamente como “relativamente inestables”, en los cuales para adelantar la construcción de obras es necesaria la ejecución previa de trabajos que preserven su estabilidad o se establecen condicionantes para el manejo del terreno, orientados a conservar o</p>

	<p>mejorar su estabilidad natural.</p> <p>Los factores de seguridad en el análisis de estabilidad de taludes se encuentran entre 1.25 y 1.5 para condiciones estáticas y entre 1.0 y 1.2 para eventos sísmicos.</p>
<u>Nivel de amenaza baja</u>	<p>Son terrenos “geológicamente estables” donde las amenazas de movimientos naturales de masa son mínimas o no existen. Los factores de seguridad en los análisis de estabilidad de taludes deben ser superiores a 1.5 para condiciones estáticas y 1.2 para eventos sísmicos.</p>

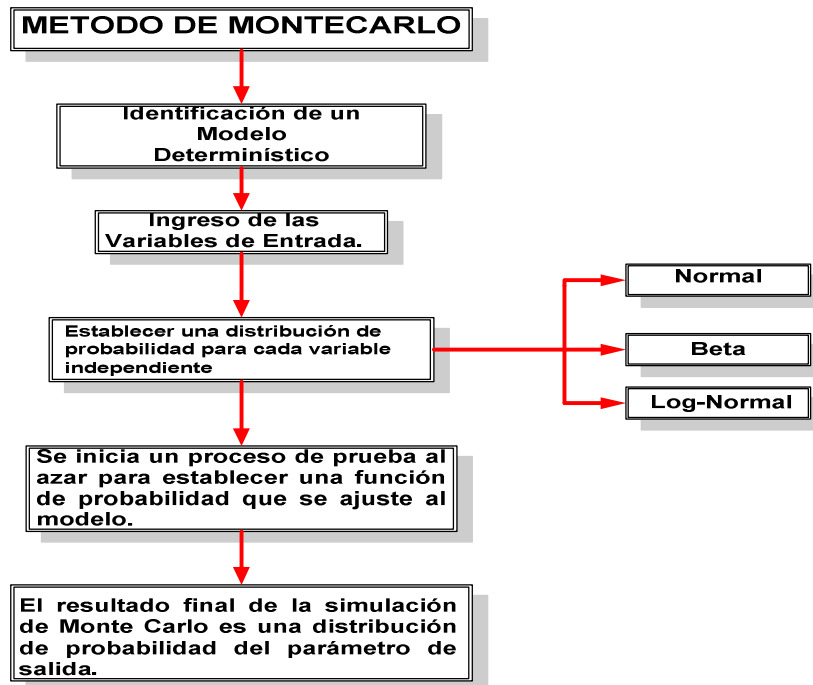
6.1. EVALUACIÓN DE LA PROBALIDAD DE FALLA

Los problemas de estabilidad en geotecnia normalmente se evalúan mediante el factor de seguridad. Para tal efecto se recurre a diversos métodos de análisis que permiten calcularlo dependiendo de las condiciones geometrías, propiedades físicas y de resistencia del terreno.

El análisis probabilístico tiene en cuenta la variabilidad inherente y las incertidumbres en los parámetros de análisis descritos anteriormente. Este se cuantifica mediante la producción de una distribución de resultados en lugar de un valor fijo único. Existen varios métodos probabilísticos que se pueden utilizar para evaluar este tipo de situaciones. Específicamente, para el análisis geotécnico, los investigadores recomiendan utilizar las simulaciones de Monte Carlo.

El método de Monte Carlo define específicamente el uso de procedimientos de muestreo al azar para el tratamiento determinista de situaciones matemáticas. A continuación se presenta en forma resumida un esquema general del funcionamiento del Método de Monte Carlo.

Figura 62. Método de Montecarlo



Para el presente análisis, los parámetros aleatorios de entrada son: la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ) y fueron tratados como normalmente distribuidos, e independientes. A cada mecanismo de falla evaluado, el cual va acompañado de su respectiva probabilidad, se le pueden diseñar diversas medidas correctivas.

6.1.1. AMENAZA LOCAL

La amenaza es una suposición que se hace respecto a algún efecto futuro que puede ser potencialmente peligroso para una zona, fundamentado en observaciones y análisis realizados.

En nuestro caso, analizamos posibles deslizamientos que se puedan originar en los sectores de estudio de la Vía California Vetas ante la acción de agentes desestabilizantes (condiciones de sismo Seudo- estáticas - 0.17g)

y/o condiciones del terreno (ascenso máximo del nivel freático del terreno), con el fin de proponer medidas preventivas para estas situaciones.

Para este análisis de estabilidad se tomaron los sectores más críticos de cada sector, como lo son K0+15.29 para el sector 1 y K0+30.22 para el sector 2.

Tabla 50. Condiciones estáticas con ascenso máximo del nivel freático del terreno – sector 1

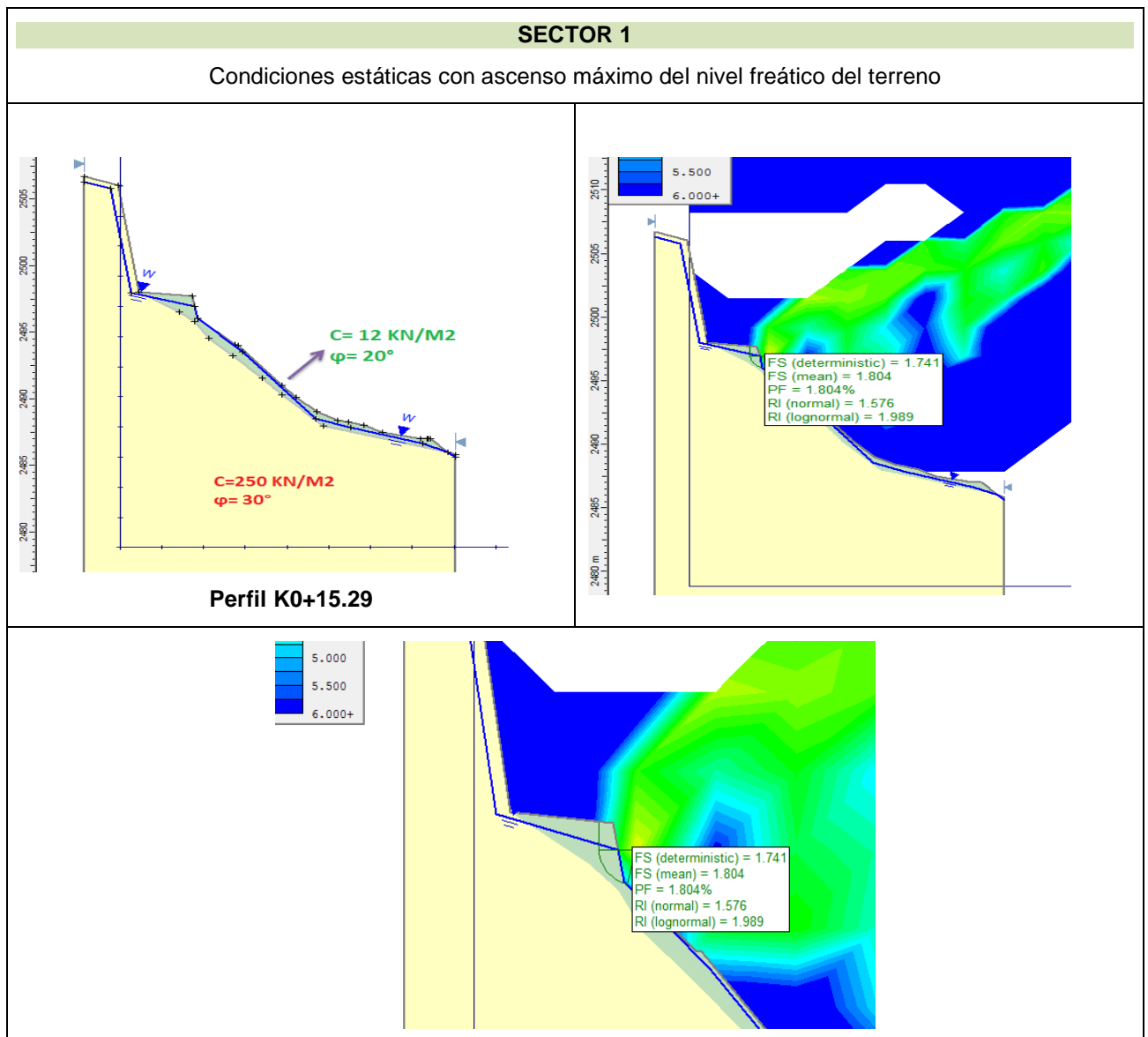
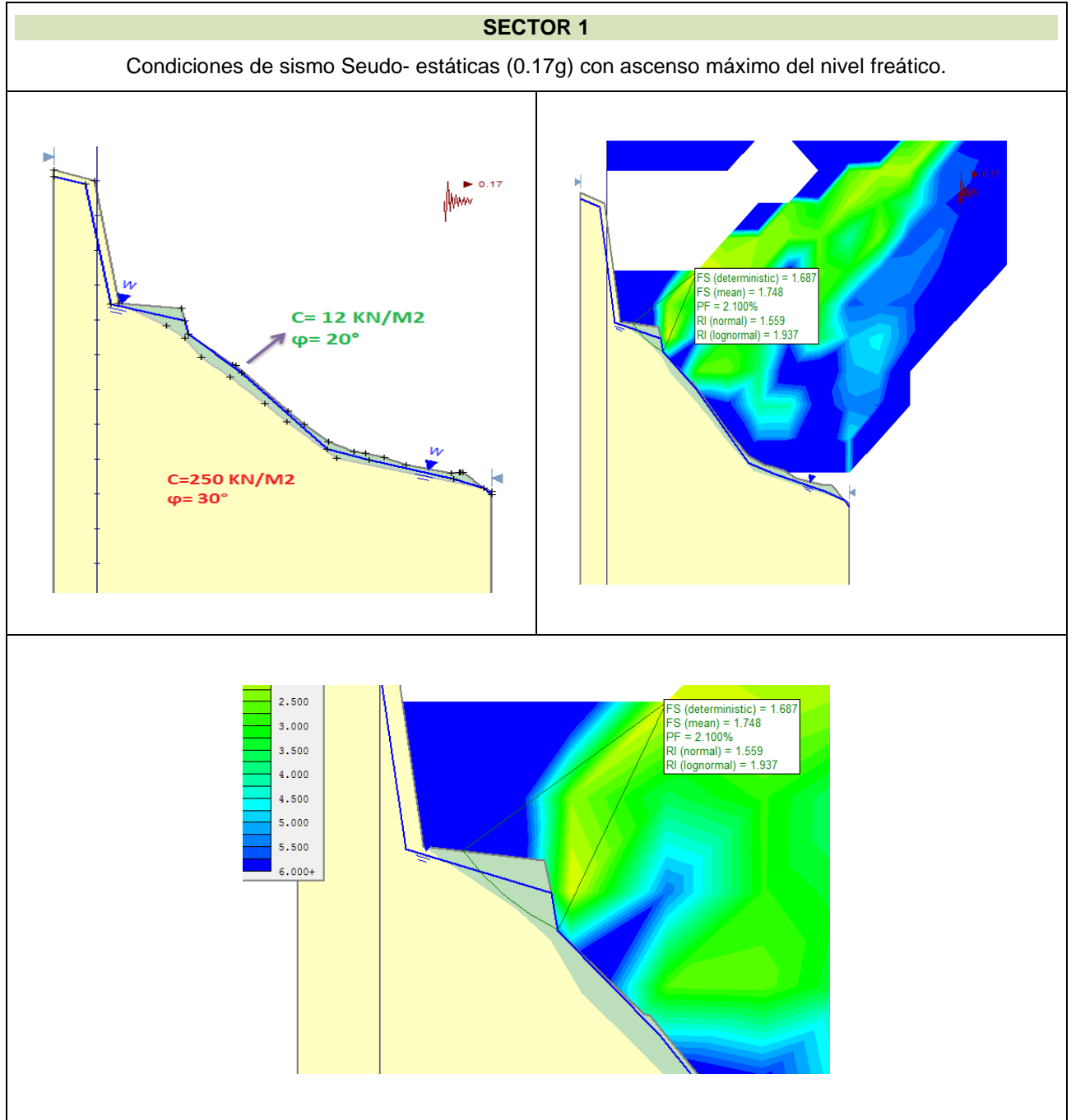


Tabla 51. Condiciones de sismo Seudo- estáticas (0.17g) con ascenso máximo del nivel freático – sector 1



De la modelación realizada se observa que el mecanismo de falla predominante es una falla de tipo rotacional que involucra el primer estrato de suelo definido en el perfil, en este caso la masa activa de deslizamiento.

En la figura que se presenta a continuación se muestra en forma resumida los valores de factor de seguridad mínimos obtenidos del análisis de estabilidad por cada uno de los métodos, para el Sector 1 de la Vía California Vetas bajo las condiciones estáticas y pseudo – estáticas con máximo ascenso del nivel freático.

Figura 63. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones estáticas – Sector 1

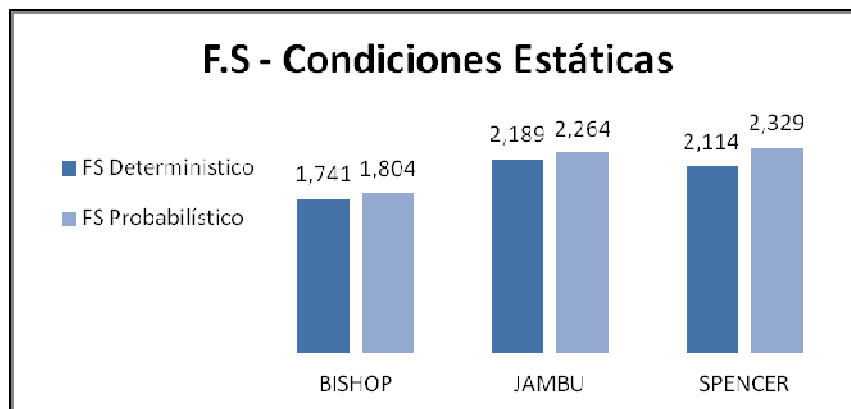
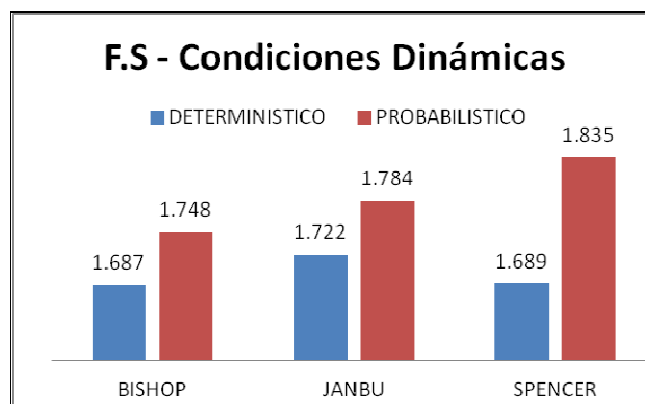


Figura 64. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones dinámicas – Sector 1



El análisis realizado muestra que actualmente el terreno se encuentra estable ya que el factor de seguridad obtenido es mayor a 1.2 es decir que presenta un nivel de amenaza bajo; sin embargo existe la necesidad de implementar obras de construcción que permitan la garantizar la vía que se encuentra actualmente en la zona.

Se propone:

La construcción de una pantalla anclada de aproximadamente 40 metros de longitud y 0,3 m de espesor; cimentado en pilotes de diámetro 0,9 m separados cada 3 metros entre ejes. La altura del muro varía dependiendo las condiciones del terreno al igual que la altura de los pilotes, en los planos se puede observar con más detalle.

A continuación se presenta un resumen detallado de la propuesta:

Tabla 52. Detalle de obra muro anclado

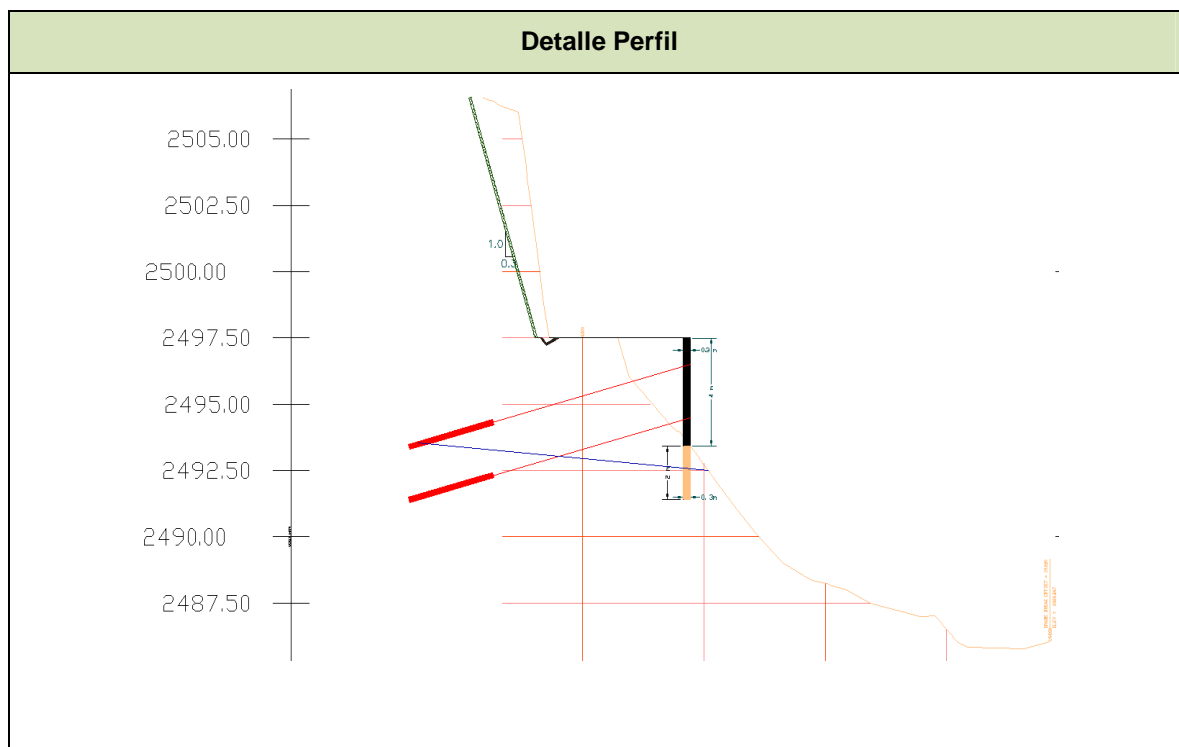
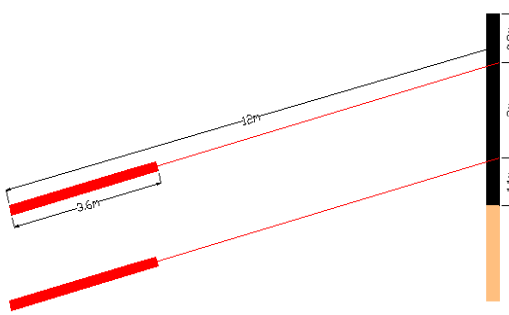
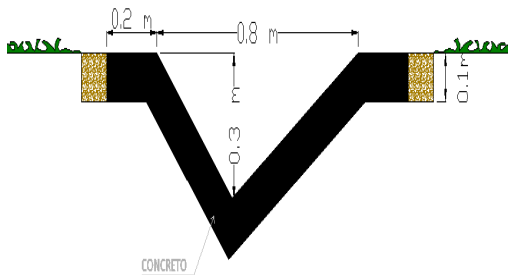


Tabla 53. Detalle de obra de muro y pilotes

MURO	PILOTES
<p>La longitud del muro será de aproximadamente 40 metros y un espesor de 0.3 m.</p> <p>La altura máxima del muro será de 4 metros para la sección donde se origino el deslizamiento, para las demás zonas la altura variara de acuerdo a la topografía del terreno.</p> <p>Se utilizaran anclajes de 12 metros de longitud con un ángulo de inclinación de 15° separados en dirección vertical 2 metros y en direccion horizontal cada 5 metros. La longitud del bulbo será de 3.6 m.</p>	<p>Los pilotes serán fabricados en forma mecánica a partir de una perforación a rotación, si no es posible realizarlos por rotación, se podrán realizar de forma manual, siempre y cuando se cumpla con el diámetro propuesto por el diseñador estructural</p> <p>14 pilotes de 0.9 metro de diámetro con una separación entre ejes de 3 metros.</p> <p>La máxima profundidad del pilote será de 2 metros para la zona donde se origino el deslizamiento, para las demás zonas la profundidad del pilote será de 1 metro.</p> <p>El refuerzo del pilote lo definirá el diseño estructural de este.</p>
<p>Detalle Anclaje, pantalla y pilotes</p> 	
MANEJO DE AGUAS SUBTERRANEAS	OBSERVACIONES

En el borde interno de la vía se construirá una canaleta revestida en concreto de 0,8 metros de ancho, 0,3 metros de profundidad y como mínimo 0,1 metros de espesor, con el fin de recolectar y dirigir las aguas que se infiltran hacia un sistema de alcantarillas.

Detalle Canaleta revestida en concreto



Para controlar el nivel freático del terreno se colocaran drenes de penetración de longitud 12 metros con un ángulo de inclinación entre 5°-10° colocados cada 5 metros de profundidad, para su ejecución se debe tener en cuenta que los drenes no se encuentren con los pilotes.

Se debe efectuar un corte en el talud de roca meteorizada con pendiente 0.3: 1 (Distancia Horizontal : Distancia Vertical)

Se debe adicionar un sistema de protección contra erosión para el talud inferior al muro, una opción es colocar trinchos en madera en forma de escalera.

Se debe realizar una revegetalización mani-forrajero, pasto vetiver o pasto estrella para el talud superior al muro.

Adicionalmente colocar un sardinel sobre el muro.

Tabla 54. Vista en Planta de la obra – Sector 1

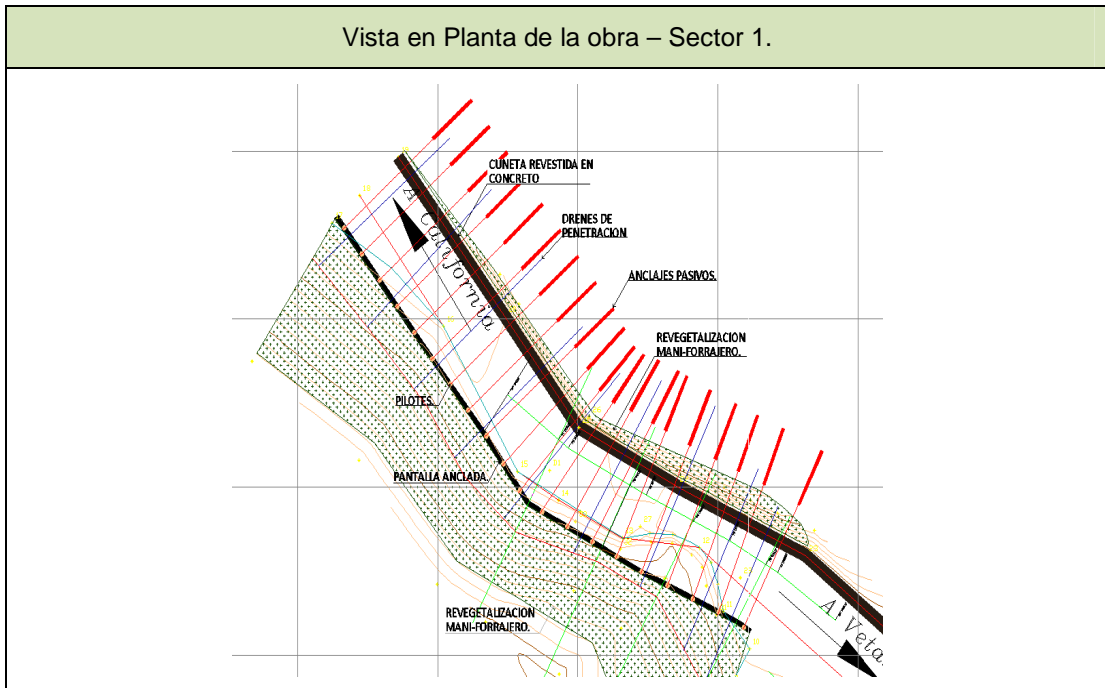


Tabla 55. Condiciones estáticas con ascenso máximo del nivel freático del terreno- sector 2

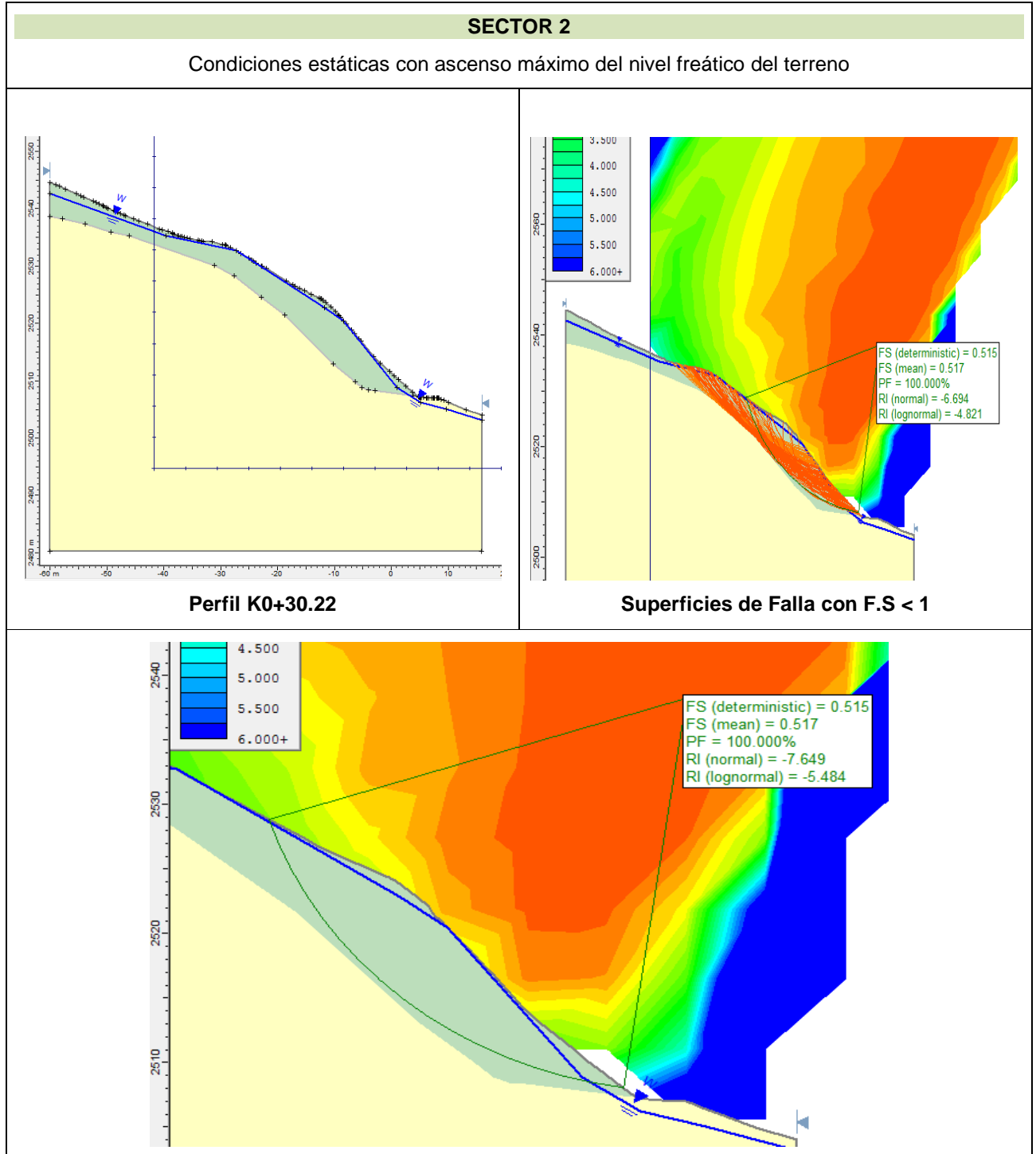
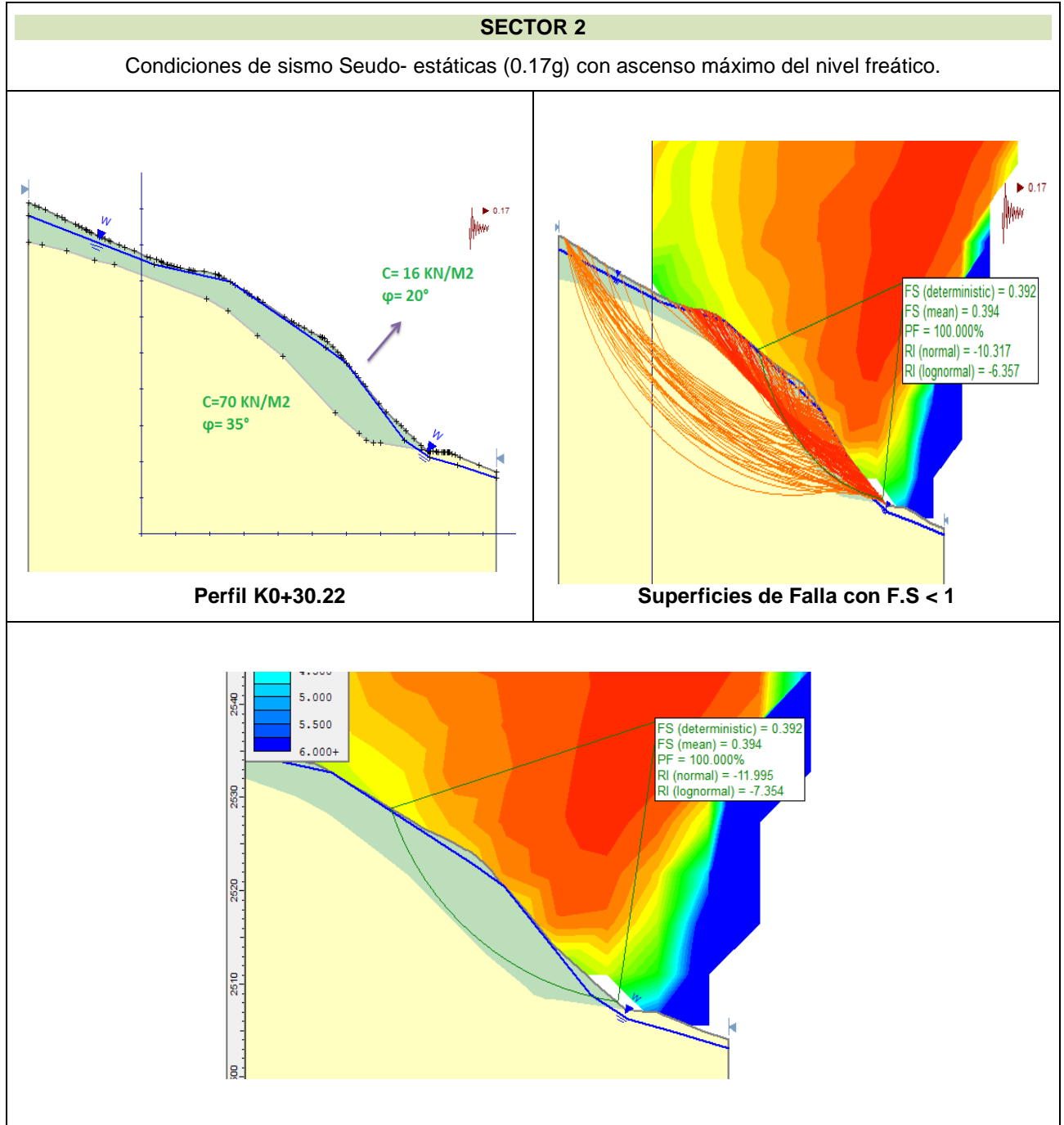


Tabla 56. Condiciones de sismo Seudo- estáticas (0.17g) con ascenso máximo del nivel freático – sector 2



De las modelaciones anteriormente presentadas se observa que el mecanismo de falla predominante es una falla de tipo rotacional y que

involucra el primer estrato definido para la sección correspondiente a suelos coluviales.

En la figura que se presenta a continuación se muestra en forma resumida los valores de factor de seguridad mínimos obtenidos del análisis de estabilidad por cada uno de los métodos, para el Sector 2 de la Vía California Vetas bajo las condiciones estáticas y pseudo – estáticas con máximo ascenso del nivel freático.

Figura 65. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones estáticas – Sector 2.

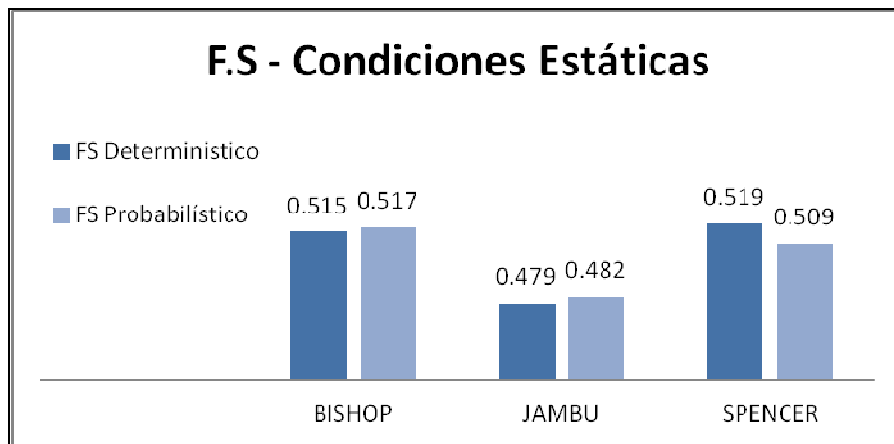
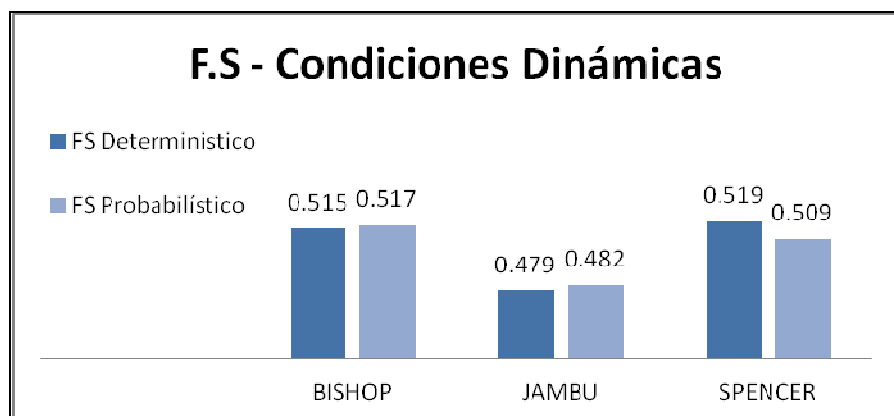


Figura 66. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad para condiciones dinámicas – Sector 2.



El análisis realizado muestra que el terreno actual muestra un grado de amenaza alta ya los valores arrojados para los 2 escenarios analizados son muy bajos y por tal razón existe la necesidad de implementar obras que permitan la mitigar de la amenaza que existe por deslizamiento y que garanticen la estabilidad del talud de estudio.

6.1.1.1. Alternativa 1

Se propone: La construcción de 2 muros en gavión en forma escalonada con dos terrazas. Así mismo se hace necesario la construcción de cunetas flexibles en las terrazas. A continuación se presenta un resumen detallado de la propuesta:

Tabla 57. Detalle de obras – Alternativa 1

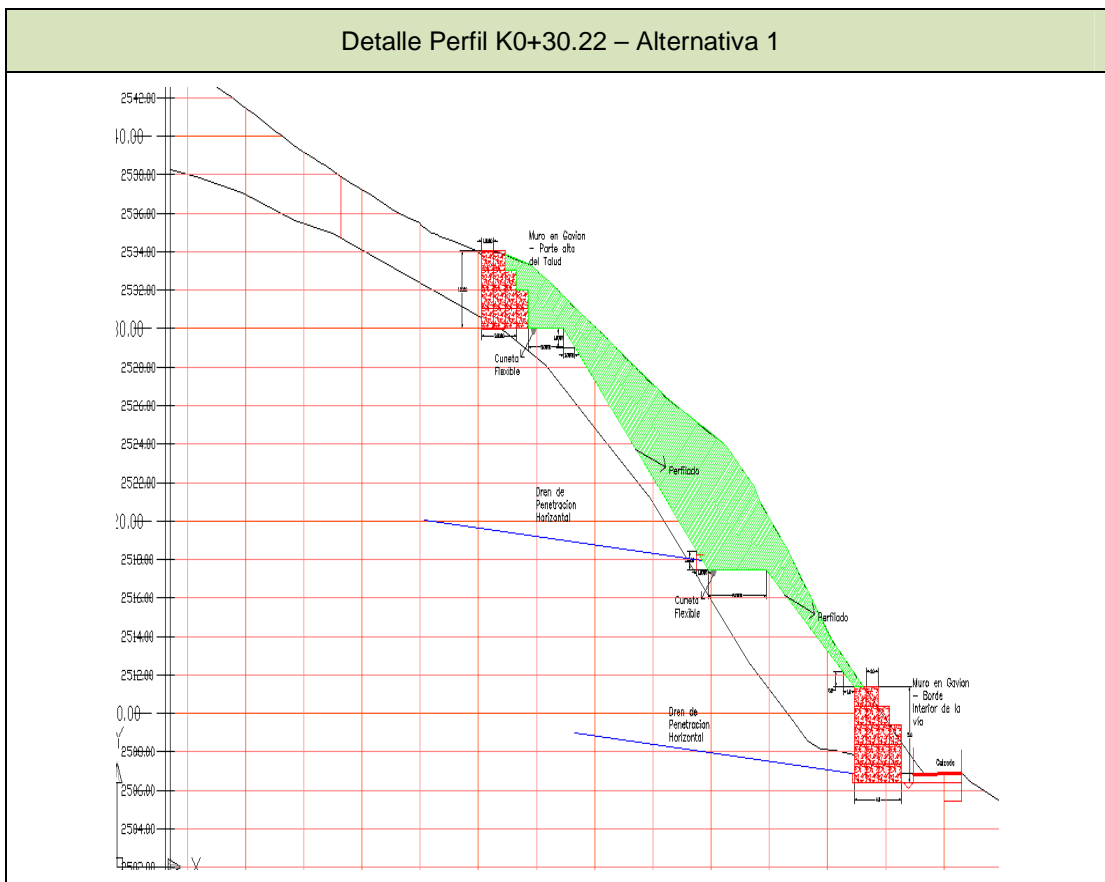
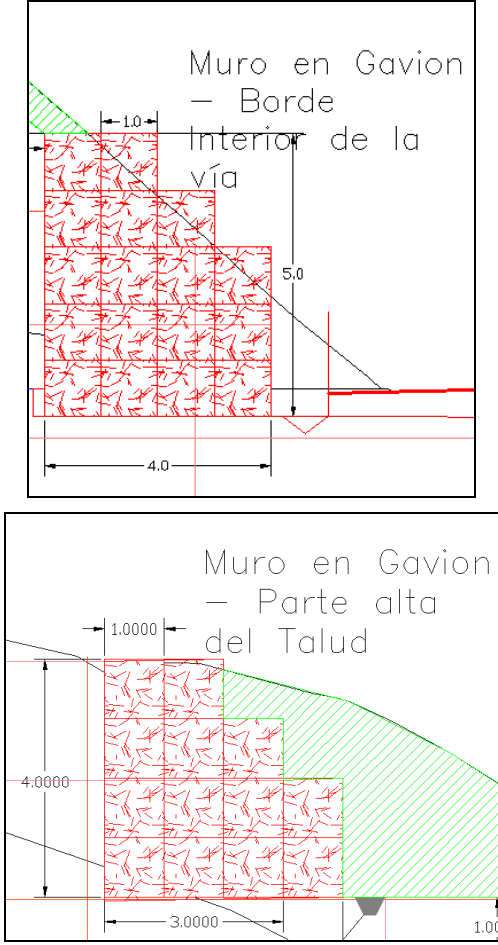
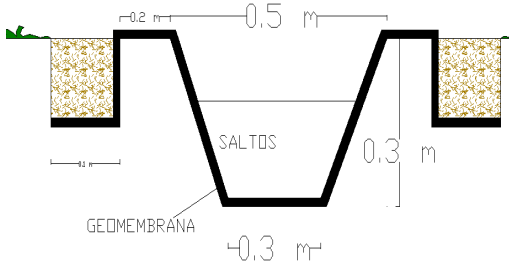


Tabla 58. Detalle de obra muro en gavión - alternativa 1

MURO EN GAVIONES	ESTABILIZACION DEL TALUD
<p>Se plantea un sistema de muros en gavión, que sirven para la estabilización del talud y control del movimiento del mismo. A continuación se presenta el detalle el dimensionamiento del muro.</p> <p>Detalle Muro Gaviones – Alternativa 1</p> 	<p>Para la estabilización de la ladera se realizaran 2 cortes sobre la misma, con el fin de disminuir la masa de suelo sobre el talud y la ubicación de las bermas.</p> <p>La primera terraza tendrá un ancho de 5 metros y un talud con pendiente 1:0.8.</p> <p>La segunda terraza tendrá un ancho de 4 metros y un talud de pendiente 1:1 [Distancia horizontal – distancia vertical].</p>
MANEJO DE AGUAS SUBTERRANEAS	OBSERVACIONES
<p>Sobre la berma del talud se ubicaran las canaletas flexibles de geometría trapezoidal, con un ancho superior de 0.5 m, ancho inferior de 0.3 m. y una altura de 0.3 m.</p>	<p>Para el control de la erosión utilizar una malla de alambre galvanizada de triple torsión clase III, escuadrilla de 8 X 10 cm de abertura, calibre de 12.5 y 10 en las aristas y malla hexagonal de 25</p>

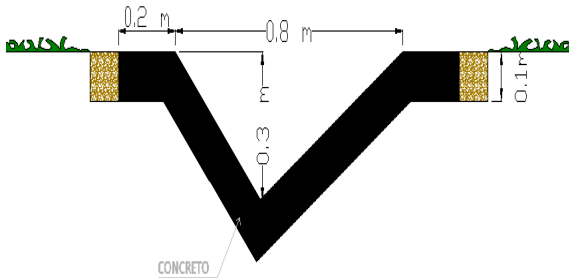
Detalle Canaleta Flexible.



Se colocaran drenes de penetración de 24 metros de longitud en forma ascendente con un ángulo de inclinación entre 5 y 10° separados cada 5 metros en profundidad.

En el borde interno de la vía se construirá una canaleta revestida en concreto de 0,8 metros de ancho, 0.3 metros de profundidad y como mínimo 0.1 metros de espesor, con el fin de recolectar y dirigir las aguas que se infiltran hacia un sistema de alcantarillas.

Detalle Canaleta revestida en concreto.



mm de abertura, calibre 20, en las zonas donde se realizo el perfilado.

MURO EN GAVIÓN	OBSERVACIONES
<p>Se construirá un muro en gavión en forma escalonada en el borde exterior de la vía con la intención de confinarla.</p> <p>Detalle Muro en Gavión.</p>	<p>Se deben proteger los taludes de corte con manto permanente PAVCO.</p> <p>Para el control de la erosión utilizar una malla de alambre galvanizada de</p>

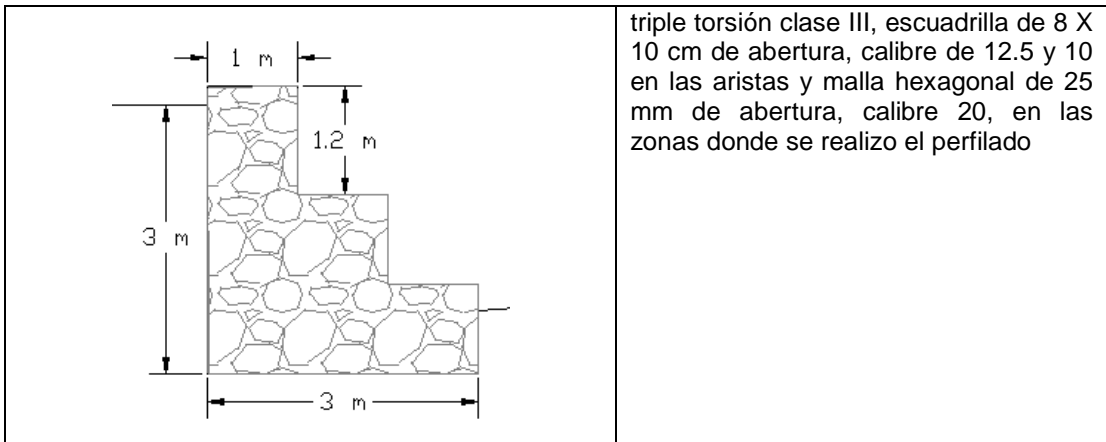
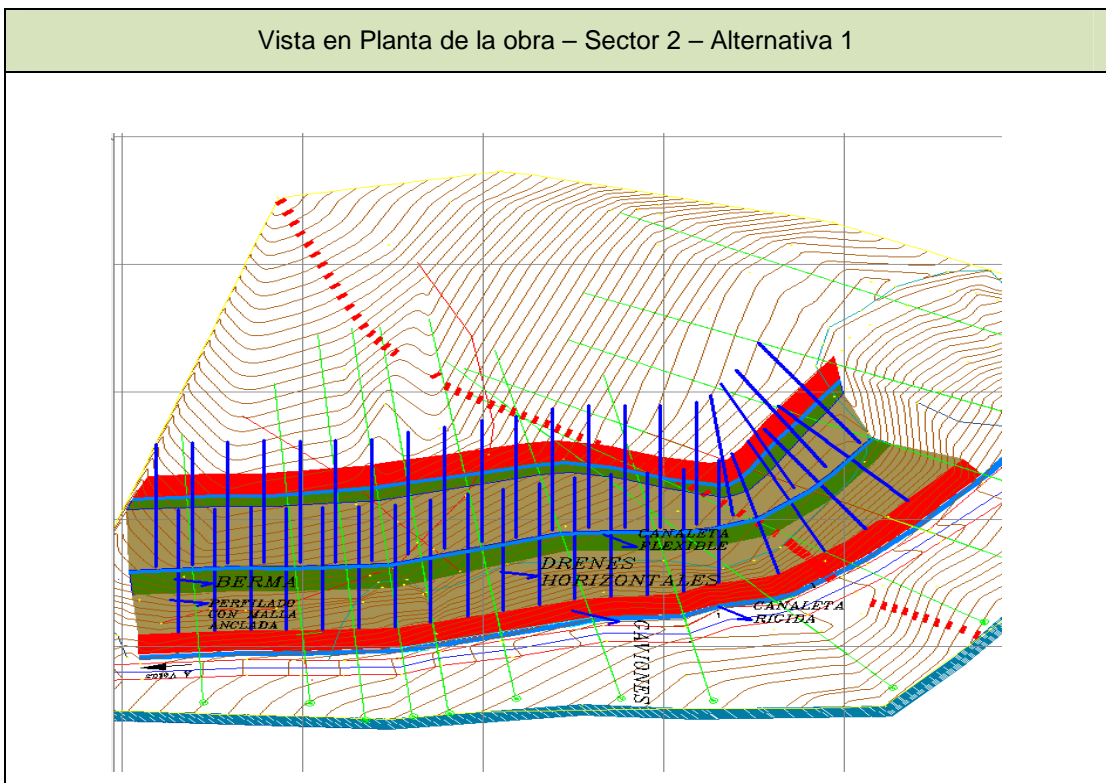


Tabla 59. Vista en Planta de la obra – Sector 2 – Alternativa 1



6.1.1.2. Alternativa 2

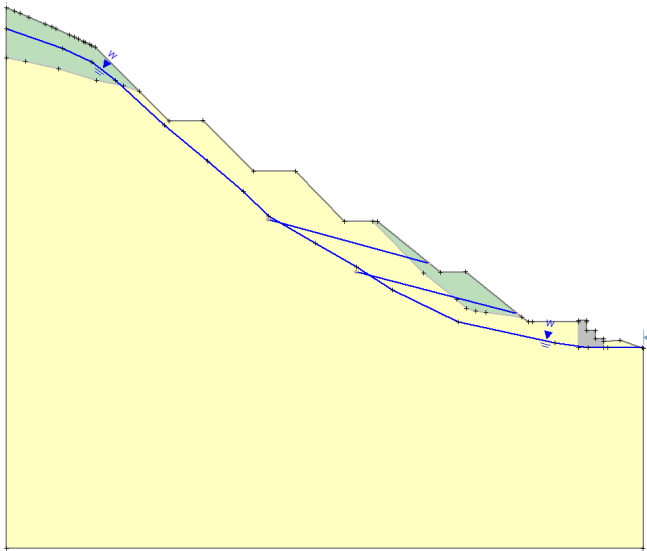
Se propone:

Como segunda alternativa se plantean 4 terrazas con anchos entre 3 y 5 metros, con taludes de pendiente entre 1:1 – 1.25:1 [Distancia horizontal –

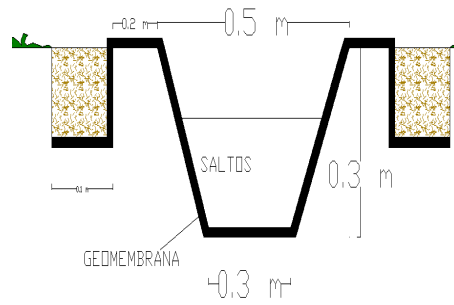
distancia vertical]. Este terraseo de la superficie además de darle estabilidad al deslizamiento permite construir obras para controlar la erosión. [6]

Adicionalmente para controlar el nivel freático del terreno se colocaran drenes de penetración para la primera y segunda terraza. En el borde interno de la vía se construirá una canaleta revestida en concreto.

Tabla 60. Detalle Perfil K0+30.22 – Alternativa 2

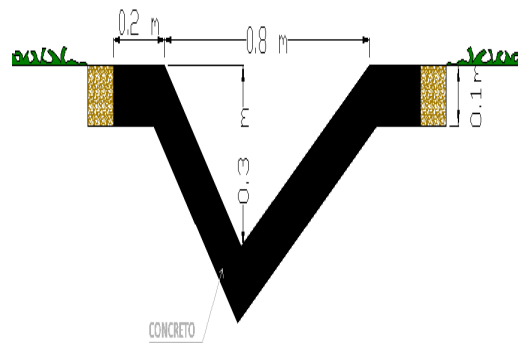
Detalle Perfil K0+30.22 – Alternativa 2		
		
ESTABILIZACION DEL TALUD		SISTEMA DE SUBDRENAJE -MANEJO DE AGUAS SUBTERRANEAS
<p>Las pendientes para el talud se seleccionaron basándonos en el criterio de un material de suelos granulares, gruesos, sueltos con pendientes de 1 ½:1 referenciados en el libro Cap1 Jaime Suarez- Deslizamientos.</p> <p>Pendientes del Talud</p>		<p>Se colocaran drenes de penetración en forma ascendente, de longitud 20 metros espaciados cada 5m en profundidad para la primera y segunda terraza, estarán inclinados entre 5 y 10° respecto a la horizontal.</p> <p>Sobre la berma del talud se ubicaran las canaletas flexibles de geometría trapezoidal, con un ancho superior de 0.5 m, ancho inferior de 0.3 m. y una altura de 0.3 m. Estas cunetas contarán con una geomembrana de tipo HDPE 40 MILS.</p> <p>Detalle canaleta flexible</p>
Terraza	Ancho [m]	Relación de talud [Horizontal : Vertical]

1	3	1.25 :1
2	4	1.25 :1
3	5	1:1
4	4	1:1



En el borde interno de la vía se construirá una canaleta revestida en concreto de 0,8 metros de ancho, 0,3 metros de profundidad y como mínimo 0,1 metros de espesor.

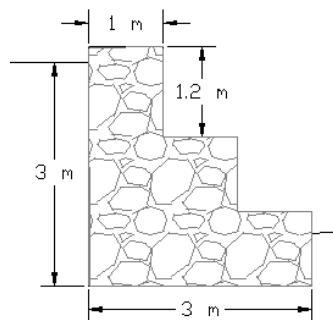
Detalle Canaleta revestida en concreto



MURO EN GAVION

Se construirá un muro en gavión en forma escalonada en el borde exterior de la vía con la intención de confinarla.

Figura. Detalle Muro en Gavión.



OBSERVACIONES

Se deben proteger los taludes de corte con manto permanente PAVCO.

Para el control de la erosión utilizar una malla de alambre galvanizada de triple torsión clase III, escuadrilla de 8 X 10 cm de abertura, calibre de 12.5 y 10 en las aristas y malla hexagonal de 25 mm de abertura, calibre 20, en las zonas donde se realizo el perfilado

6.1.2. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ANTE DESLIZAMIENTO

Se analizó la estabilidad general que se presenta en cada sector aplicando la teoría del equilibrio límite, se determinaron tanto los factores de seguridad como las probabilidades de falla para los diferentes escenarios.

Para la determinación de estos factores de seguridad se asumió el método de Bishop, ya que este método es adecuado para el análisis de fallas circulares, esta falla es representativa de este talud ya que presenta solo dos perfiles de suelo y no se encuentra la presencia de variaciones considerables en sus propiedades para que se presente otro tipo de falla no rotacional. Para la modelación y análisis de estabilidad del proyecto se utilizaron los siguientes parámetros:

Tabla 61. Parámetros de modelación

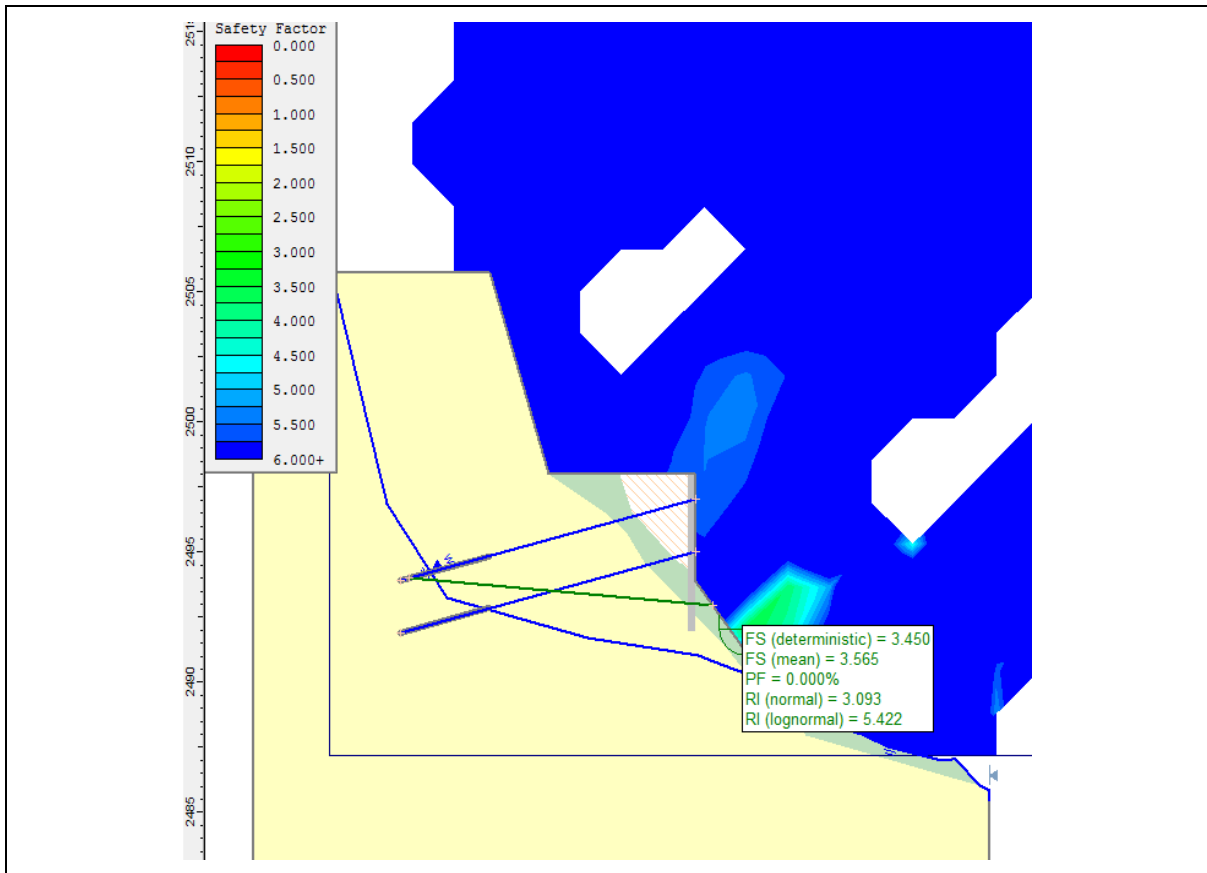
SUELO DE RELLENO	
Cohesión	1 [KN/m ²]
Angulo de Fricción Interna	30[°]
Peso Unitario	18 KN/m ³

MURO Y PILOTES En concreto Reforzado	
Peso Unitario	24 [KN/M ³]

Con respecto a los anclajes, se modelaron teniendo en cuenta lo siguiente:

Tabla 62. Parámetros de modelación para los anclajes.

Separación Vertical y	Longitud Anclaje	Longitud del	Capacidad máxima	Parámetros de resistencia	Inclinación de los
-----------------------	------------------	--------------	------------------	---------------------------	--------------------



En la siguiente figura se presenta un resumen de los valores de factor de seguridad mínimos determinísticos y probabilísticos obtenidos del análisis de estabilidad por cada uno de los métodos.

Figura 67. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 1

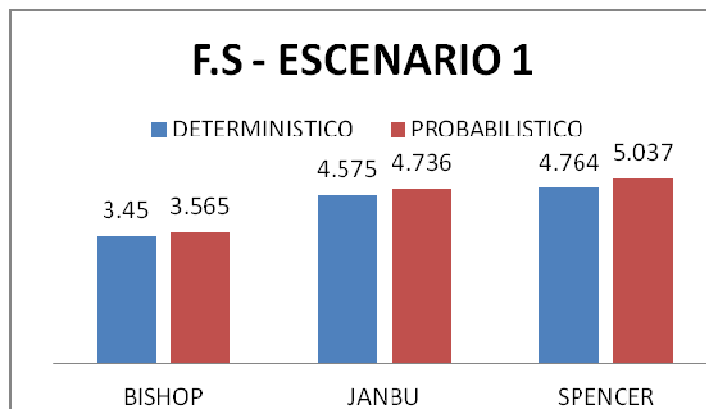


Tabla 64. Modelo geológico Geotecnico Escenario 2 con obras

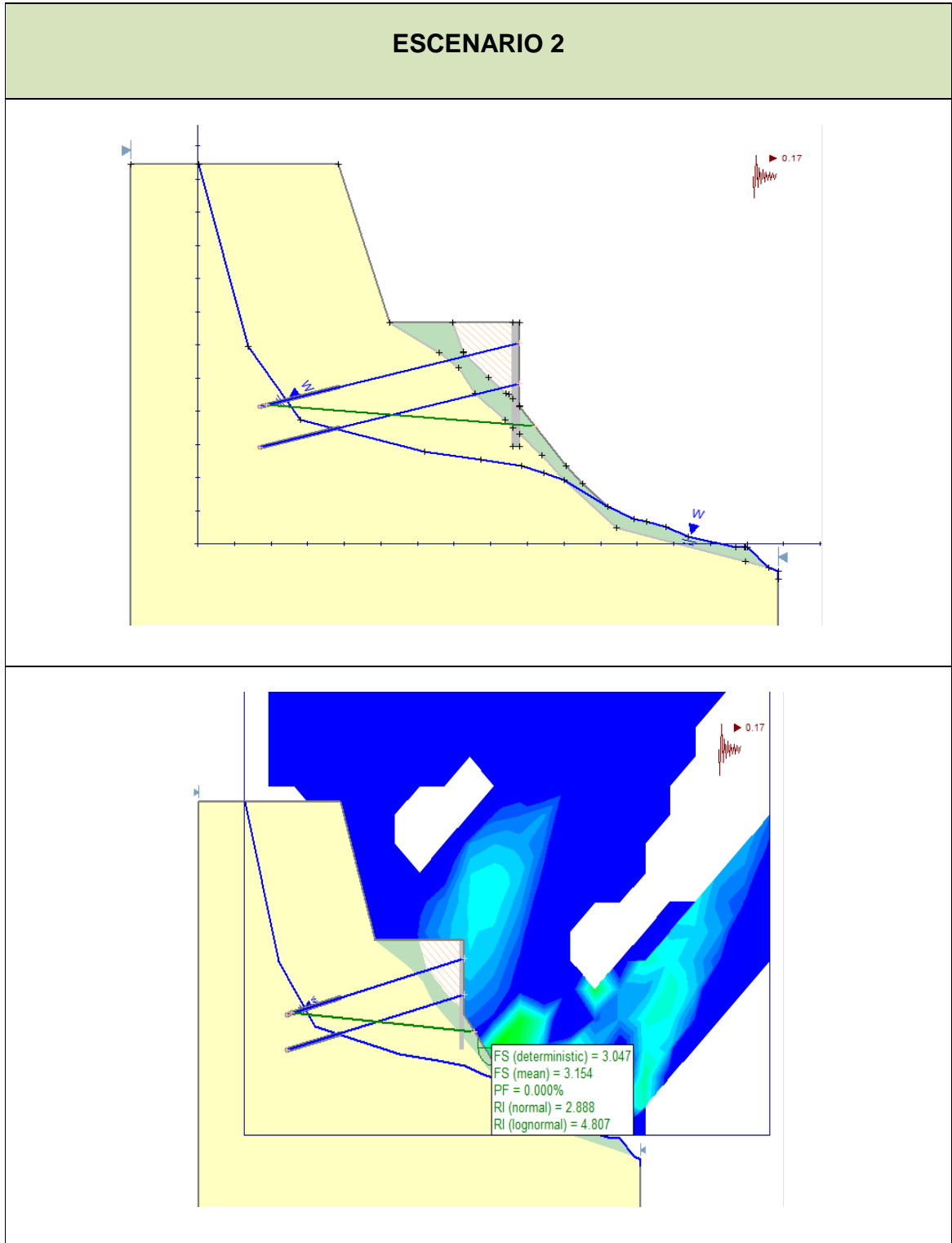
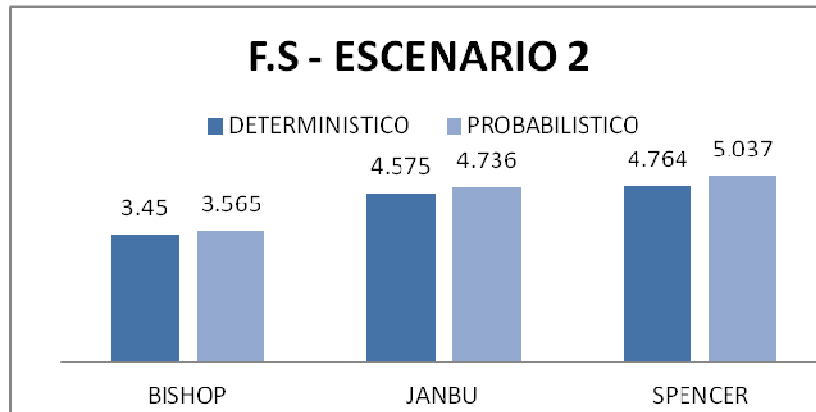


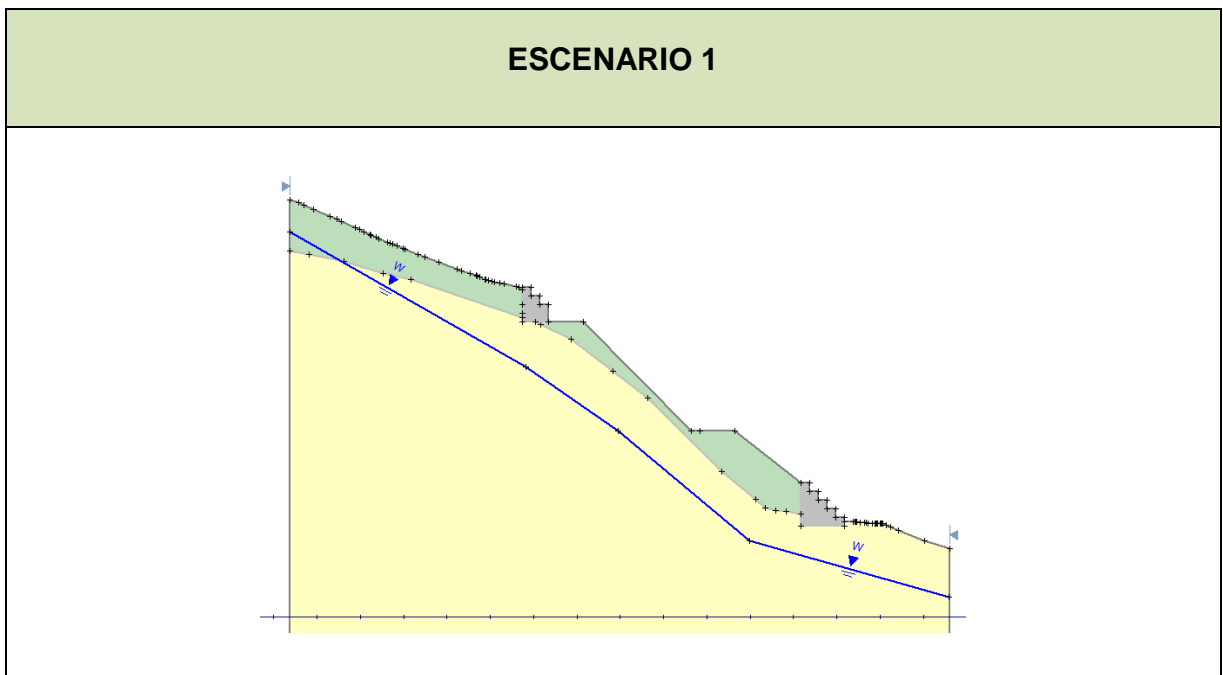
Figura 68. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 2.

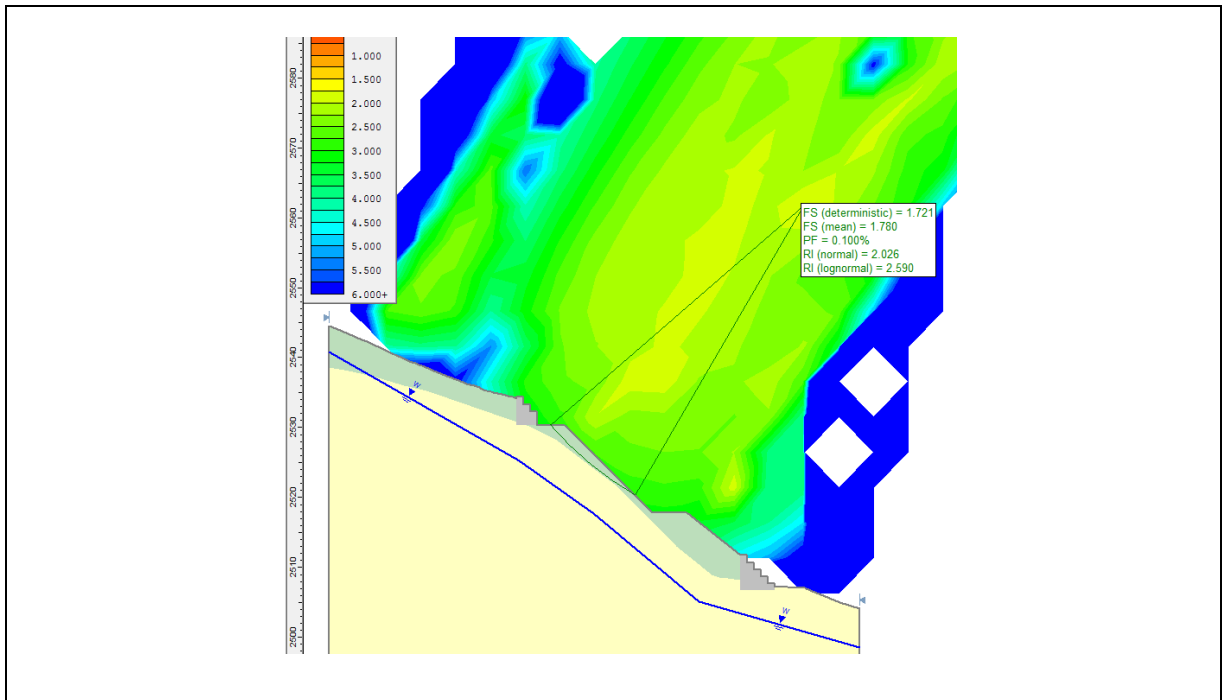


6.1.2.2. Sector 2

ALTERNATIVA 1:

Tabla 65. Modelo geológico Geotecnico Escenario 1 con obras





En la siguiente figura se presenta un resumen de los valores de factor de seguridad mínimos determinísticos y probabilísticos obtenidos del análisis de estabilidad por cada uno de los métodos.

Figura 69. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 1

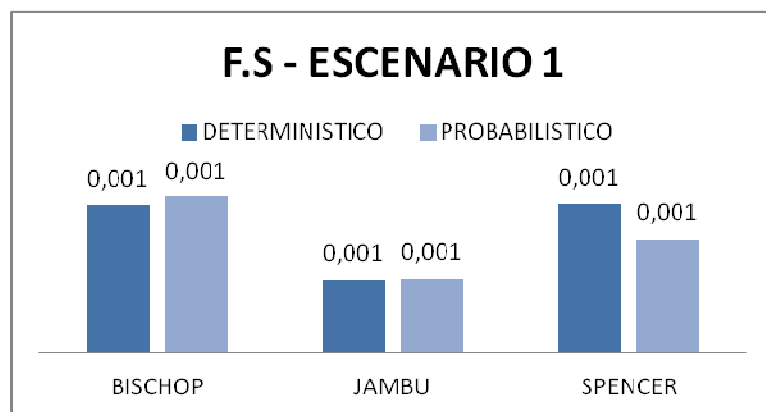


Tabla 66. Modelo geológico Geotecnico Escenario 2 con obras

ESCENARIO 2

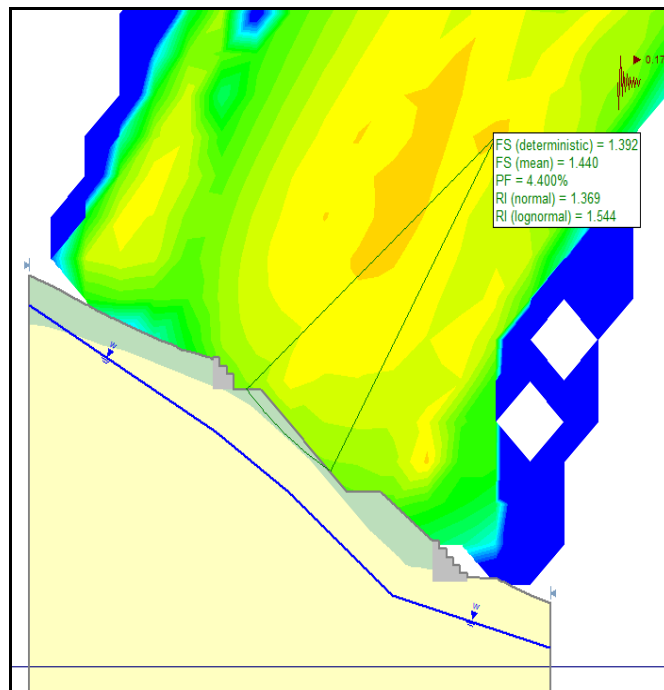
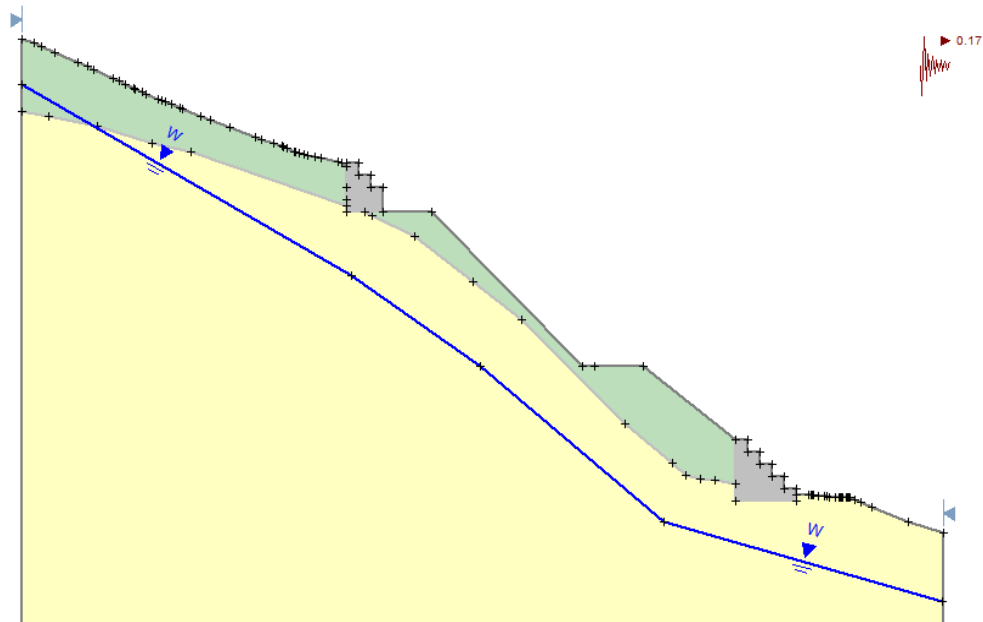
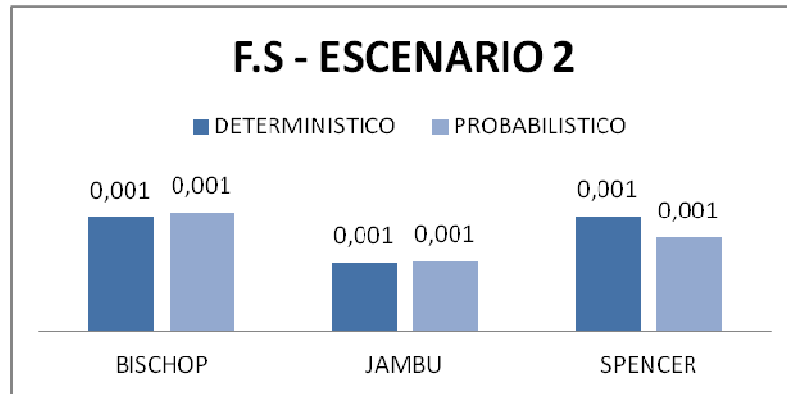
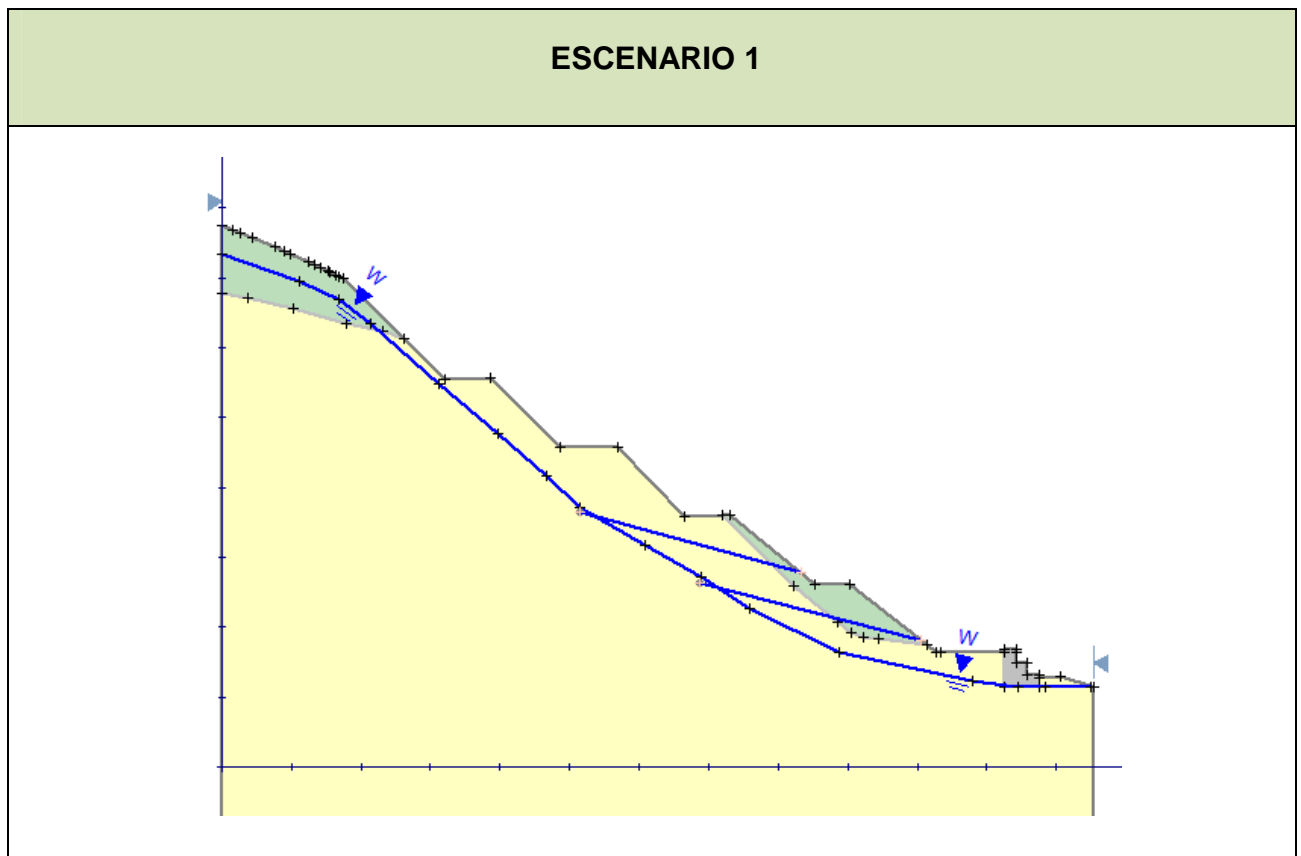


Figura 70. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 2



ALTERNATIVA 2:

Tabla 67. Modelo geológico Geotecnico Escenario 1 con obras – alternativa 2



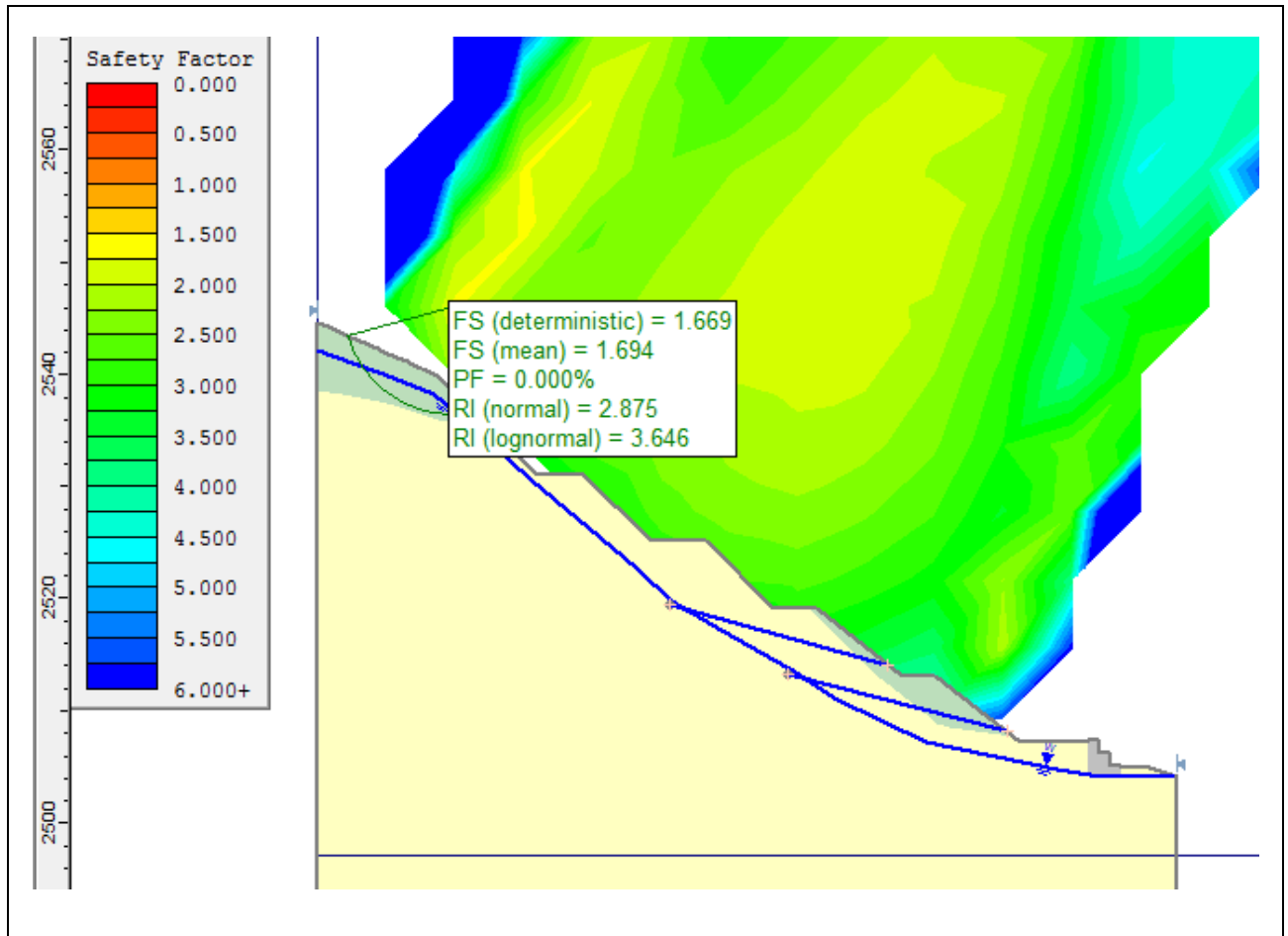


Figura 71. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 1.

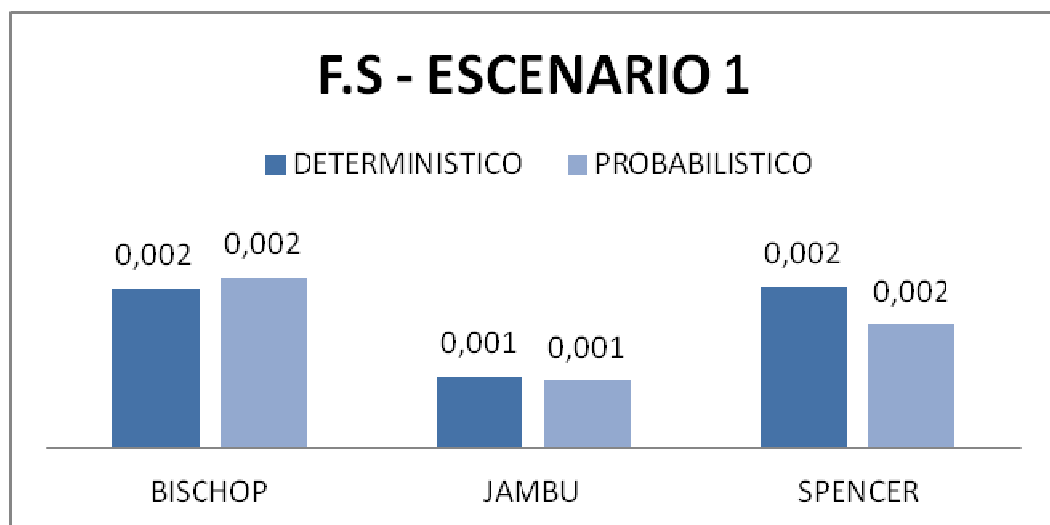


Tabla 68. Modelo geológico Geotecnico Escenario 2 con obras – alternativa 2

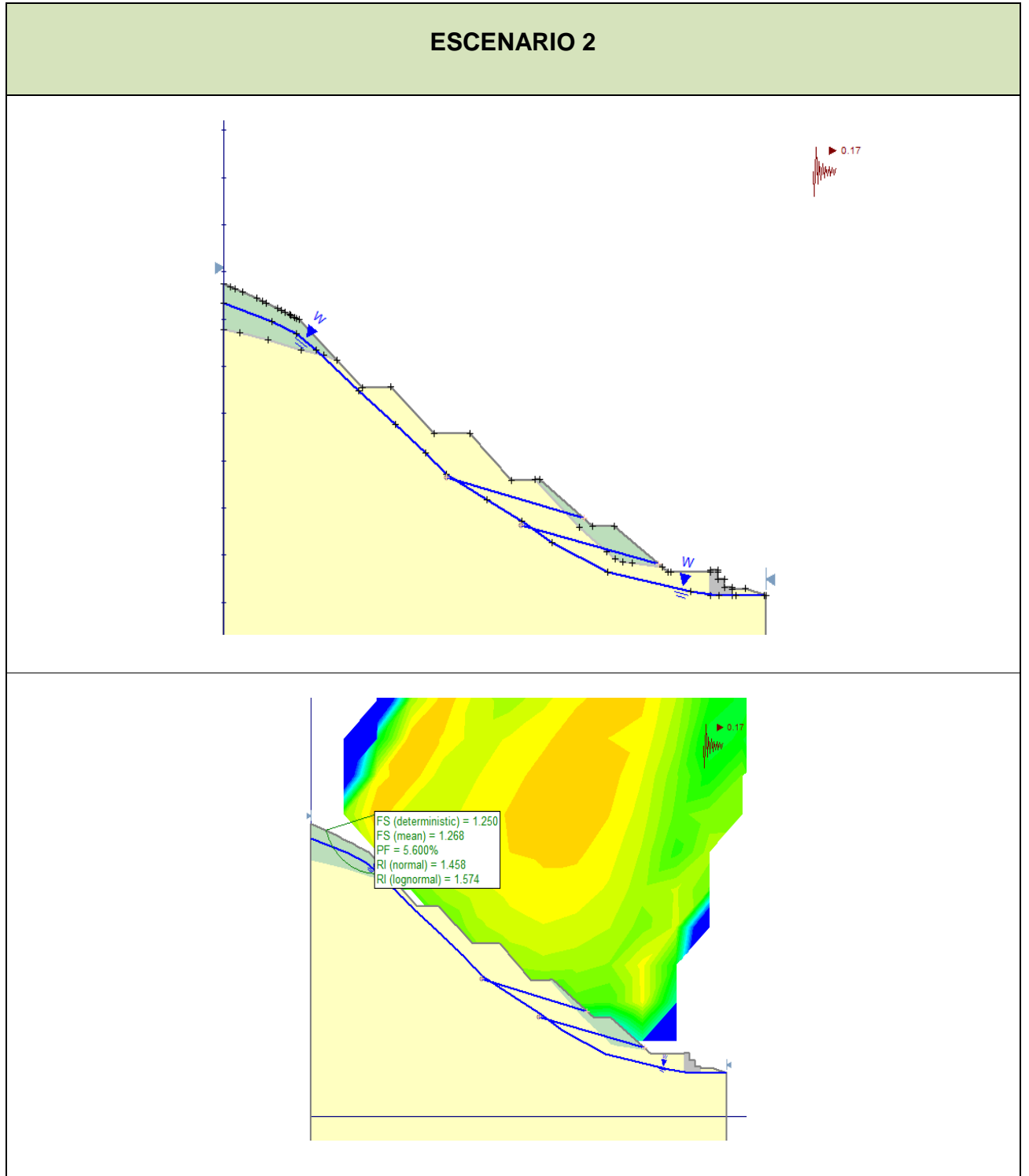
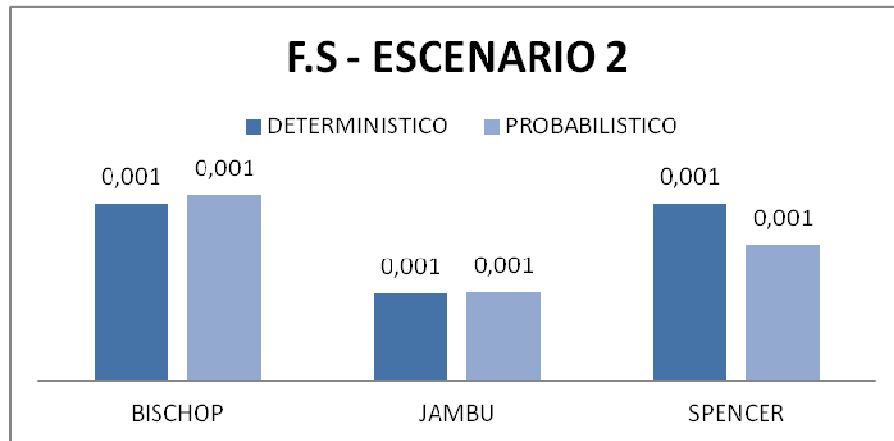


Figura 72. Resultados Obtenidos de Factor de Seguridad Escenario 2.



Se evidencia la efectividad de las obras propuestas en el sector 2 de la vía Vetas California para las 2 alternativas presentadas, ya que para los 2 escenarios analizados , los factores de seguridad se mantienen dentro de los rangos aceptables.

La ejecución de alguna de las dos propuestas presentadas se definirá por la evaluación de costos que se realicen para cada una de estas y de esta manera definir cuál de las propuestas es más viable de acuerdo al presupuesto con el cual se cuenta para el proyecto.

7. PREDISEÑO DE OBRAS

Teniendo en cuenta los análisis de estabilidad geotécnica realizados, las obras propuestas para los dos sectores de la vía California Vetas, estas se componen básicamente de pantallas ancladas, muros en gaviones, pilotes y estructuras de control de aguas de infiltración y escorrentía.

7.1. PANTALLA ANCLADA

Las pantallas ancladas son estructuras que consisten en la perforación de inclusiones de acero dentro del suelo, las cuales comúnmente se inyectan para formar bulbos de anclaje. Son muy efectivas cuando hay roca para realizar el anclaje. [7]

7.2. ANCLAJES

Los anclajes deberán realizarse siguiendo el procedimiento convencional para este tipo de trabajos, el cual comprende básicamente las siguientes actividades: Perforación, armado e instalación, llenado e inyección, tensionamiento de los elementos a las cargas especificadas y finalmente prueba de carga a 1.5 veces la carga de trabajo. La localización de los elementos, orientación e inclinación, se realizará según con lo establecido en los planos, y según la materialización respectiva realizada en campo.

7.2.1. Materiales

- Toron de acero de baja relajación, de 270K.
- Separadores – Centralizadores plásticos.

- Tubería PVC Presión de 1", tipo RDE 21 con sus respectivos accesorios.
- Cemento.
- Agua.

7.2.2. Perforación

Los trabajos de perforación se realizarán empleando equipos hidráulicos o neumáticos de roto-percusión, en un diámetro mínimo de 3.5" (pulgadas), con los aditamentos necesarios para perforar el tipo de material, descritos por el estudio geotécnico realizado. No se permitirá el uso de equipos de rotación con agua.

Después de terminada la perforación de cada elemento, y durante el retiro de la tubería, se deberá realizar la limpieza del hueco, mediante el barrido con aire a presión.

7.2.3. Armado e instalación

A lo largo de la longitud de adherencia del anclaje, se colocarán elementos *separadores-centralizadores* espaciados a no más de 2.5 m entre sí, amarrando con zuncho metálico en el punto medio entre elementos. Estos *separadores-centralizadores* sirven para dos propósitos. Como separadores, permiten la correcta disposición de cada uno de los torones, de tal forma que se garantiza el completo recubrimiento con lechada de cada uno de éstos. Como centralizadores, permiten que el conjunto de torones, tubería y centralizadores en conjunto, quede correctamente centrado dentro de la perforación.

7.2.4. Llenado e inyección

Tanto el llenado como la inyección se realizarán a través de un tubo central de PVC instalado para tal fin, a lo largo de toda la longitud del bulbo. Se empleará lechada A:C 1:1 (en peso). Este tubo tendrá perforaciones cada 0.40 o 0.50m aproximadamente, recubiertas con manguitos neumáticos, para permitir inyecciones sucesivas por etapas de 1m de longitud.

La primera fase del proceso corresponde al llenado con lechada inyectada a baja presión, del espacio anular entre el refuerzo y las paredes de la perforación. Esta se realizará colocando mezcla desde el fondo de la perforación y se completará cuando se observe, a través de la boca del hueco, la salida continua de lechada de iguales características a la inyectada y en el mismo volumen de inyección. El objetivo de este llenado es evitar pérdidas importantes de lechada por alta permeabilidad primaria del macizo rocoso o a través de discontinuidades preexistentes, y asegurar una adecuada protección de los torones contra la corrosión, sellando las posibles infiltraciones de agua hacia la perforación. Inmediatamente después de terminado el llenado, se procederá al lavado con agua de la tubería de PVC para permitir las subsiguientes fases de la inyección.

Para permitir el fraguado de la lechada de llenado, al menos 24 horas después de terminada esta fase, se podrá iniciar la segunda fase del proceso, que corresponde a la inyección de lechada a presión (150 a 200psi). Esta se realiza con el ánimo de mejorar la adherencia a lo largo del bulbo, bien por aumento en la compacidad del material adyacente a la perforación o por aumento en el diámetro efectivo del anclaje en esta zona. Adicionalmente, mediante esta inyección a presión se logra por su efecto impermeabilizante, una mayor protección contra la corrosión.

Esta inyección a presión se realizará por etapas sucesivas de 1m de longitud a través del tubo de PVC, comenzando desde el fondo de la perforación y

terminando en la parte superior del elemento. Para aislar las secciones de 1m de longitud, se emplearán obturadores de caucho en los dos extremos de la flauta de inyección. Inmediatamente después de terminada la inyección a presión, se procederá al lavado con agua de la tubería de PVC para permitir la reinyecciones a presión que puedan requerirse, dependiendo de los resultados de la prueba de carga. En los casos en que los resultados de estas indiquen que es necesaria tal reinyección, se seguirá el mismo procedimiento descrito para la inyección a presión.

7.2.5. Tensionamiento

Posterior a los procesos de llenado, inyección o reinyección y al menos siete (7) días después de finalizados estos procesos, se procederá a realizar el Tensionamiento de cada uno de los torones que forman el anclaje, a las cargas especificadas por el diseño del elemento.

7.2.6. Prueba de carga

Cada anclaje deberá someterse a un ensayo de tensión para garantizar que soporta la carga de trabajo especificada. La carga de ensayo deberá ser 1.5 veces la carga de trabajo y mantenerse por al menos 10 minutos. El anclaje se considerará aceptable si a la carga máxima del ensayo se satisfacen las siguientes condiciones:

- El movimiento total es menor a 1 mm después de los diez minutos
- El movimiento total excede el 80% de la elongación elástica de la longitud libre del anclaje. Esta prueba asegura que la longitud libre del anclaje no está contribuyendo a la resistencia al arrancamiento

7.2.7. Protección de la cabeza del anclaje

Con el objeto de proteger el anclaje contra eventuales actos vandálicos y prevenir accidentes por la parte de los torones expuestos en superficie, se debe proteger la cabeza del anclaje con una cubierta metálica. Alternativamente la cabeza se debe recubrir con concreto.

7.3. MUROS EN GAVIONES

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Su construcción es sencilla y económica. Debe tenerse en cuenta de manera muy especial el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un monolítico.

Entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro.

Las canastas metálicas deberán estar formadas de alambre de hierro galvanizado de triple torsión, con huecos hexagonales. La abertura de la malla deberá ser de tipo ocho (8) por diez (10) centímetros. El alambre de los amarres deberá tener un diámetro mínimo de dos milímetros con dos décimas (2.2 mm). Las canastas metálicas deberán llevar diafragmas conformando celdas. Todos los bordes y aristas deberán ser rematados envolviendo los alambres de la malla alrededor del alambre de borde por lo menos dos vueltas y media. El material de relleno podrá ser de canto rodado o de cantera, pero no podrán ser materiales que se desintegren por la exposición al agua o a la intemperie. El tamaño de los fragmentos de roca deberá estar entre diez (10) y treinta (30) centímetros y en ningún caso podrá ser menor de diez (10) centímetros. Las canastas deberán ser amarradas y

llenadas en el sitio exacto de la obra. El relleno deberá ser efectuado de modo tal que se obtenga el mínimo porcentaje de vacíos.

7.4. EL MANEJO DE AGUAS SUPERFICIALES

El drenaje consiste en canales de pendientes mínimas que a dos aguas vierten la escorrentía recolectada a canales colectores laterales escalonados que disipan la energía del flujo. Estos canales deben efectuar el vertimiento final a la corriente de agua más próxima de forma controlada o en su defecto a un sistema de alcantarillado con suficiente capacidad.

7.4.1. Cunetas Revestidas en Concreto

Se deberán acondicionar las cunetas en tierra, de acuerdo con las secciones, pendientes transversales y cotas indicadas. Si el terreno natural donde se vaya a construir las cunetas no cumpla con la condición de suelo tolerable, es necesario colocar una capa de suelo seleccionado, mínimo de 10 cm, convenientemente nivelado y compactado.

El material de relleno para cimentar las cunetas podrá ser seleccionado de los cortes adyacentes o de fuentes de materiales y deberán ser verificados previamente por ensayos de laboratorio. El concreto para la construcción de las cunetas revestidas deberá ser concreto simple con una resistencia a la compresión en 28 días de 14 MPa. El espesor de la placa de la cuneta deberá ser mínimo de 10 cm. La remoción de las formaletas se realizará mínimo a las 48 horas después de vaciado el concreto.

El tratamiento de curado se deberá mantener por lo menos 14 días después de terminada la colocación de la mezcla de concreto.

7.4.2. Cunetas Flexibles

Se deberán acondicionar las cunetas en tierra, de acuerdo con las secciones, pendientes transversales y cotas indicadas. Si el terreno natural donde se vaya a construir las cunetas no cumpla con la condición de suelo tolerable, es necesario colocar una capa de suelo seleccionado, mínimo de 10 cm, convenientemente nivelado y compactado.

El material de relleno para cimentar las cunetas podrá ser seleccionado de los cortes adyacentes o de fuentes de materiales y deberán ser verificados previamente por ensayos de laboratorio. La geomembrana para la construcción de las canaletas será de tipo HDPE 40 MILS. El anclaje de la geomembrana se realizará por medio de pernos en forma de U, y se ubicarán sobre los quiebres de la geometría, y puntos donde cambia la pendiente sobre la base de la canaleta y además también será anclada sobre la superficie del terreno natural. La profundidad de anclaje de los pernos será mínimo de 30 cm.

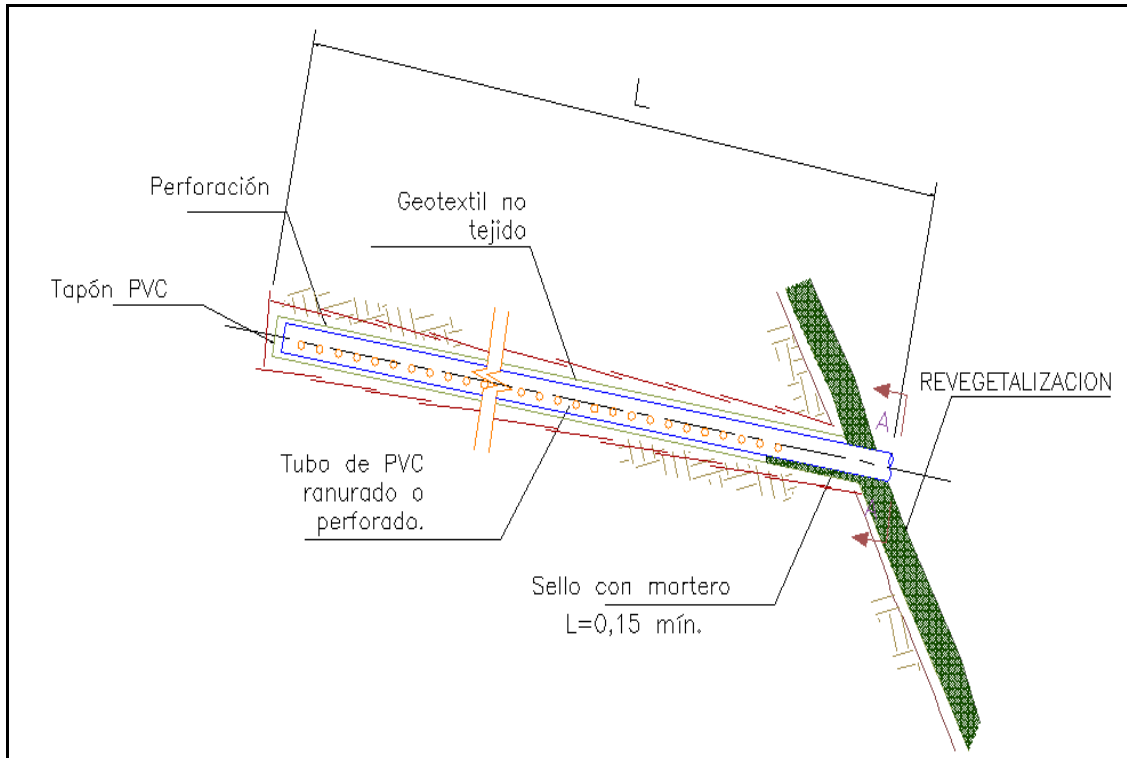
Se deberá sellar las perforaciones hechas por los anclajes en la geomembrana utilizando sikaflex 1a o cualquier otro aditivo con autorización previa de la interventora.

7.4.3. Drenes Horizontales o de Penetración

Los drenes horizontales de penetración transversal constituyen un sistema de subdrenaje. Consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda sub- horizontal o ligeramente inclinada con la cual se busca abatir el nivel freático. Son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del factor de seguridad del talud en muy poco tiempo. [7]

El diámetro de las perforaciones es de 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro.

Figura 73. Detalle Dren horizontal



- **Materiales**

Salvo que los documentos del proyecto indiquen algo en contrario, la tubería de drenaje será de PVC, con diámetro interior de cincuenta milímetros (50 mm), perforada de acuerdo a lo establecido en los planos de prediseño.

Los tubos deberán cumplir con la norma ASTM D 2729-96 A “Standard Specifications for Polyvinyl Chloride (PC) Drenaje Pipe” o con la norma AASHTO M 278-02 “Class PS46 Polyvinyl Chloride (PC) Pipe”. El geotextil para el recubrimiento externo de la tubería, deberá cumplir con lo que le sea

pertinente del numeral 673.2.1 del Artículo 673 de estas especificaciones del INVIAS.

- **Ejecución de los trabajos**

Previamente a la perforación de los barrenos, estos se ubicaran mediante el auxilio de trazos topográficos, con base en la distribución espacial establecida en el proyecto. Inmediatamente antes de iniciar los trabajos, la superficie sobre la que se instalaran los drenes de penetración transversal, estará limpia y libre de zonas que puedan presentar riesgos de desprendimientos.

En general, la instalación de los drenes de penetración transversal se hará de acuerdo a la ubicación indicada en los planos del proyecto; sin embargo, la ubicación exacta se determinara conforme lo indique el Interventor. La inclinación de las tuberías horizontales será de 5° ascendente pudiéndose realizar los últimos ajustes en campo, según las condiciones del terreno en el punto de instalación de cada dren.

La tubería estará ranurada en toda su longitud, excepto en el último tramo a la salida del talud, y se introducirá recubierta con un geotextil que funcionara como filtro. La tubería se colocara con la ayuda del equipo de perforación para introducirla en el barreno. Para formar una línea de tubería continua se conectaran los tramos de tubería que sean necesarios.

7.5. REVEGETALIZACION

La revegetilización ayuda a controlar la erosión y a aumentar el factor de seguridad. [7] Se utilizara especies como Mani-forrajero, Pasto Estrella o Pasto Vetiver con previa autorización de la interventora. El Vetiver es una especie de pasto originario de Asia que se utiliza para el control de erosión y para disminuir el potencial de deslizamiento de los taludes. El vetiver

resiste fácilmente las sequias y la inmersión en agua debido a la profundidad de sus raíces. [7]

Para la adecuación del terreno se debe expandir tierra orgánica, preferiblemente que sea proveniente de la actividad del descapote, y deberá estar libre de palos, troncos, raíces y/o elementos extraños. Por cada tres partes de tierra debe mezclarse una parte de abono orgánico. Las especies de siembra deberán estar certificada por el vivero en el cual se adquiera y tener cada haz enraizado mínimo tres mocollas para garantizar su efectividad.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El área de estudio se encuentra enmarcada dentro del contexto geológico del macizo de Santander, donde tienen cabida rocas ígneas y metamórficas de edades paleozóicas hasta terciarias.
- El área de estudio se encuentra controlada de manera regional por fenómenos estructurales representados por los Sistemas de Fallas del Cucutilla y el Sistema de Fallas de Suratá.
- En el sector 1 aflora una unidad de rocas ígneas porfiríticas de composición dacítica a diorítica altamente fracturada donde han tenido un gran avance los procesos erosivos, de los cuales el más importante es un movimiento en masa del terreno que involucra tanto los cuerpos de roca como suelos de origen transportado también presentes en el sector.
- En el sector 2 se aprecia un gran cuerpo coluvial de varios cientos de metros en su superficie del terreno, compuesto por material detrítico de bloques y cantos de rocas ígneas en una matriz arenosa arcillosa que presentan un alto grado de humedad, en este sector se presenta es una reactivación de los procesos erosivos que originaron el gran cuerpo coluvial.
- A partir del estudio de estabilidad de talud realizado para cada uno de los sectores de la zona se diseñaron medidas que permitieron reducir los niveles de amenaza que se presentan actualmente en el terreno.
- En el área de estudio se realizaron 9 sondeos SPT de donde se identificó la profundidad del suelo y/o roca competente, también se extrajeron muestras de este ensayo para realizar los ensayos de clasificación, humedades y límites de consistencia.

- De acuerdo a los ensayos de clasificación realizados a las muestras de los sondeos SPT ejecutados, se identificó un suelo con arenas limosas principalmente. A continuación se muestran los valores medios de las propiedades mecánicas de las muestras tomadas de los sondeos SPT:

	% Humedad	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
		% Limite Liquido	% Limite Plástico	% Índice de Plasticidad	% Gravas	% Arenas Pasan Tamiz #4	% Finos Pasan Tamiz 200
Valores Promedios	16,98	29,96	27,31	2,65	11,41	44,24	44,34

- De acuerdo a los ensayos de corte directo para la condición drenada, realizados a las muestras obtenidas de los apiques, se puede apreciar que los parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción y de cohesión presentan valores medios de:

Sector 1

PARÁMETROS	MEDIA
Angulo de fricción interna [°]	18.35
Cohesión [Kg./Cm.2]	16.7

Sector 2

PARÁMETROS	MEDIA
Angulo de fricción interna [°]	19.73
Cohesión [Kg./Cm.2]	17.49

- Luego de realizar la calibración del modelo geológico geotécnico se obtuvieron los parámetros calibrados y utilizados en los modelamientos que se muestran a continuación, estos resultados se asumieron de acuerdo a los parámetros obtenidos de las iteraciones realizadas a los parámetros en los modelos de estabilidad, los ensayos de corte directo

realizados y las correlaciones del valor de N de penetración con el Angulo de fricción interna.

Descripción	Angulo de Fricción Interno [°]	Cohesión Efectiva [KN/M2]
SECTOR 1		
Masa deslizante activa	12	20
Roca Ígnea	250	30
SECTOR 2		
Suelo Coluvión	16	20
Cuerpo del Coluvión	50	35

- Para los Análisis Amenaza se usaron los Métodos de equilibrio límite desarrollados por Janbu, Bishop y Spencer, bajo condiciones de sismo y ascenso máximo del nivel freático, se evaluaron dos situaciones para cada sector de estudio: situación actual del terreno, que corresponde a la condición si obras y la situación futura del terreno, que corresponde a la condición con obras (implementación de las medidas de mitigación).

Escenario 1 tramo 1: sin el proyecto constructivo, para condiciones estáticas y ascenso máximo del nivel freático del terreno.

Bajo estas condiciones, y con la asignación de propiedades al suelo según lo obtenido del análisis estadístico de los ensayos de laboratorio, los resultados obtenidos de la modelación muestran que el nivel de amenaza es muy bajo, sin embargo se requieren obras para garantizar la funcionalidad de la vía que se encuentra actualmente en el sector.

Escenario 1 tramo 2: sin el proyecto constructivo, para condiciones de sismo pseudo - estático (0.17g), ascenso máximo del nivel freático del terreno.

Bajo estas condiciones, se concluye que se requieren obras de mitigación en el sector; ya que según la modelación realizada bajo las propiedades del suelo determinadas a partir de la calibración y los ensayos de laboratorio, se obtienen valores del factor de seguridad muy por debajo de 1 y esto genera un grado de amenaza alta por lo que es necesario garantizar la estabilidad del talud con estas obras.

Escenario 2 tramo 1: con las obras propuestas para cada sector, para condiciones estáticas y ascenso máximo del nivel freático del terreno.

Con las obras que se plantearon para el sector es posible garantizar la vía de la zona y este tipo de actividad no genera problemas de estabilidad en el talud; ya que como lo muestran los resultados arrojados en la modelación, el factor de seguridad obtenido está muy por encima de 1.

Escenario 2 tramo 2: con las obras propuestas para cada sector para condiciones de sismo pseudo - estático (0.17g) y ascenso máximo del nivel freático del terreno.

- Para cada una de las dos propuestas planteadas para la zona se logra una estabilización del talud y el nivel de amenaza es medio ya que los valores obtenidos del factor de seguridad con las obras en la modelación oscilan entre 1.2 -1.25, debido a esto para la construcción de las obras es necesario la ejecución previa de trabajos que preserven su estabilidad.
- Los drenes de penetración horizontales propuestos son necesarios para las obras ya que permiten la captación y control de las aguas subterráneas que se encuentren relativamente profundas en el terreno.
- Se propone las dimensiones de las canaletas flexibles, canaletas disipadoras y cunetas revestidas en concreto pero se sugiere que se

realice un estudio hidrológico e hidráulico para la verificación de la eficiencia de dimensiones de estas cunetas.

- La selección de alguna de las 2 alternativas presentadas para el sector 2 de la vía California Vetas dependerá principalmente del presupuesto con el que se cuente para la ejecución de las obras.
- Es importante aclarar que las obras propuestas en el presente estudio son obras a nivel de prediseño y no corresponden a un diseño definitivo por estar por fuera del alcance del mismo.
- Se recomienda el acompañamiento de un geotecnista durante la fase constructiva con el fin de que oriente y tome decisiones acertadas para el correcto funcionamiento de las obras. Una vez construidas la obras se recomienda un monitoreo de la misma durante un tiempo prudencial (seis meses), con el fin de verificar el correcto funcionamiento de los mismos.
- Se aclara que la construcción de las obras de mitigación no puede ser parcial. Las obras de se deberán construir de manera integral y en su totalidad con el fin de garantizar el adecuado comportamiento de las mismas.

9. BIBLIOGRAFÍA

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica “NSR-10 Norma Sismo Resistente.

Castro Marín, Eduardo. Zonificación de Amenazas por procesos de remoción en masa en las cuencas de los ríos Bolo y Fraile, Valle del Cauca.

Corporación Autónoma Regional Para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga – CDMB. Normas Técnicas para el Control de la Erosión. Bucaramanga, 1995.

Instituto Colombiano del Petróleo. Manual de Protección Geotécnica y ambiental. Bogota 1990.

INV-2007. Especificaciones y Normas de Construcción de Carreteras

Juarez, Badillo E.. Rico Rodriguez A. Mecánica de suelos Tomo I. Ed. Limusa, s.a. 1971.

Rico, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. La ingeniería de suelos en las Vías Terrestres. Vol. 2 Ed. Limusa, s.a. 1982.

Rodríguez Muelas, Ángel. Manual de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Suarez, Jaime. Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. 2002.

Taylor, D.W. “Principios fundamentales de mecánica de suelos” Ed. C.E.C.S.A. México 1961.