



ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SECTOR K47+150 DE LA  
TRANSVERSAL DEL CARARE, ENTRE CIMITARRA Y LANDÁZURI EN EL  
DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

CÉSAR AUGUSTO VELASCO MARTÍNEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECAÑICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN GEOTÉCNIA  
BUCARAMANGA  
2015.



ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SECTOR K47+150 DE LA  
TRANSVERSAL DEL CARARE, ENTRE CIMITARRA Y LANDÁZURI EN EL  
DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

CÉSAR AUGUSTO VELASCO MARTÍNEZ

Proyecto de grado para optar al título de Magíster en Geotécnia

DIRECTOR

Ing, M.Sc. WILFREDO DEL TORO

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN GEOTÉCNIA  
BUCARAMANGA  
2015.

## AGRADECIMIENTO

Dios quien me ilumina y me guía, ya que gracias a Él ayer fui, hoy soy y mañana seré iluminado y bendecido en mi vida y caminar profesional.

A quienes han sido mi motor en esta etapa del aprendizaje, a quienes como yo sacrificaron cosas para obtener otras y lo hicieron por apoyarme, a quienes adoro profundamente y no sólo son parte de mí sino de este proceso; mi esposa SANDRA, mis hijos JUAN ANGEL y GABRIELA; por ellos inicié un nuevo reto que hoy se termina; espero poderles retribuir todos sus sacrificios

A quienes sin dudar me animaron y aun desde la enfermedad y las calamidades se preocuparon por darme una voz de aliento e impulso que motivaron cada día de dedicación; hoy a mi Padre COSME y mi Madre TINA puedo desde lo más profundo de mi corazón decirles gracias pues los valores y principios recibidos desde pequeño me permitieron hoy responder por los nuevos retos y llevarlos a feliz término.

A mi único hermano LUIS FERNANDO pues creyó ciegamente en mis capacidades y conocimientos; su apoyo fue fundamental; a todos los adoro profundamente y mi agradecimiento es infinito para con ellos.

A todos mis familiares y los amigos que me apoyaron.

Finalmente en cada momento recuerdo con gratitud y aprecio a doña Pilar, doña Helena, Wilson, Doris, Clara, Orlando, Enrique, Pancha, Gonzalo, a todos mis educadores del Colegio Pablo VI, del Instituto Técnico Superior “Dámaso Zapata” y del Instituto Tecnológico Salesiano “Eloy Valenzuela” y a toda la familia de la Universidad Industrial de Santander quien me ha formado profesionalmente.

Al Ingeniero Wilfredo del Toro director de este trabajo.

Cesar

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION .....	15
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	16
2. JUSTIFICACION .....	19
3. OBJETIVOS .....	20
3.1. OBJETIVO GENERAL .....	20
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	20
4. MARCO TEÓRICO .....	211
4.1. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS .....	211
4.1.1. Suelos transportados .....	222
4.1.2. Suelos no transportados .....	222
4.2. TIPOS DE MOVIMIENTOS.....	233
4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .....	299
4.3.1. Principales métodos de dovelas .....	311
4.3.2. Conclusiones de los métodos de dovelas .....	322
5. METODOLOGIA .....	333
6. MARCO GEOLÓGICO.....	35
6.1. Unidades de Suelo Transportado.....	43
6.2. Unidad de Suelos Residuales.....	44
6.3. Geomorfología .....	46
6.4. morfometría .....	46
6.5. morfogénesis.....	49
6.6. unidades de orien denundacional.....	51
6.7. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL .....	52

7. DESCRIPCIÓN DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS.....	54
7.1. LOCALIZACION.....	54
7.2. EXPLORACIONES DE CAMPO.....	56
7.2.1. EXPLORACIONES DE CAMPO TIPO SPT .....	56
7.2.2. Refracción Sísmica .....	60
7.2.2.1..... Metodología	61
7.2.2.2..... Principio físico de refracción sísmica	62
7.2.2.3..... Procesamiento de Datos	63
7.2.2.4..... Selección de Primeras Llegadas	64
7.2.2.5..... Curvas Camino-Tiempo	65
7.2.2.6..... Línea Sísmica 1	67
7.2.2.7..... Tomografía línea sísmica 1	68
8. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	69
8.1. PARAMETROS GEOTECNICOS.....	69
8.1.1. Resumen ensayo SPT.....	69
8.1.2. Clasificación de los suelos.....	69
8.2. PRUEBA DE REFRACCIÓN SÍSMICA .....	71
9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TERRENO EN CONDICIONES ACTUALES.....	76
10. PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN .....	79
10.1. PARÁMETROS SÍSMICOS .....	80
10.1.1. Requerimientos Amenaza Sísmica NSR-10 .....	80
10.1.2. Coeficiente Seudo-estático.....	81
10.2. ALTERNATIVA 1.....	82
10.2.1. DISEÑO DE LOS PILOTES.....	82
10.2.2. Capacidad de soporte utilizando el programa ALLPILE .....	83
10.3. ALTERNATIVA 2.....	90
10.3.1. DISEÑO DE LOS ANCLAJES PRETENSIONADOS.....	90

10.3.2. Dimensionamiento de los Anclajes.....	90
10.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON PROPUESTAS DE ESTABILIZACIÓN.....	92
10.4.1. Propiedades del suelo .....	92
10.4.2. Factores de seguridad mínimos .....	93
10.4.3. Resultados de los análisis de estabilidad.....	93
10.5. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS PROPUESTAS .....	101
10.5.1. Alternativa 1 (Pantalla de Pilotes) .....	101
10.5.2. Alternativa 2 (Anclajes pretensionados).....	103
11. ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN .....	108
12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	109
12.1. CONCLUSIONES GENERALES.....	109
12.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	109
12.3. RECOMENDACIONES.....	111
BIBLIOGRAFÍA .....	112
ANEXOS.....	113
ANEXO A. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	114
ANEXO B. PLANOS ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN.....	CD

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
FIGURA 1. LOCALIZACIÓN GENERAL VÍA CIMITARRA – LANDÁZURI.....	166
FIGURA 2. MECANISMOS DE DESPRENDIMIENTO Y COLAPSO.....	245
FIGURA 3. MECANISMOS DE VUELCO.....	256
FIGURA 4. TIPOS DE DESLIZAMIENTO .....	256
FIGURA 5. MOVIMIENTOS DE FLUJO .....	278
FIGURA 6. SISTEMAS DE FUERZAS ACTUANTES SOBRE UNA DOVELA .....	31
FIGURA 8. GEOLOGÍA GENERAL DEL SECTOR.....	36
FIGURA 9. PLANO GEOLÓGICO PL 150 CIMITARRA .....	37
FIGURA 10. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA GENERALIZADA FORMACIÓN UMIR.....	38
FIGURA 11. PLANO GEOLÓGICO UBICACIÓN K47+150 TRANSV DEL CARARE.....	40
FIGURA 12. PERFIL GEOLÓGICO UBICACIÓN K47+150 TRANSV DEL CARARE.....	41
FIGURA 13. MAPA DE PENDIENTES.....	48
FIGURA 14. MAPA GEOMORFOLÓGICO.....	50
FIGURA 15. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	55
FIGURA 16. SONDEO 1 - MUESTRA 1.....	60
FIGURA 17. SONDEO 1 - MUESTRA 2.....	61
FIGURA 18. DISTRIBUCIÓN DE GEÓFONOS.....	63
FIGURA 19. ESQUEMA METODO DE REFRACCIÓN SÍSMICA.....	64
FIGURA 20. DIAGRAMA DE FLUJO PARA PROCESAMIENTO DE DATOS.....	65
FIGURA 21. PAQUETE DE GEOMETRICS.....	66
FIGURA 22. CURVA CAMINO - TIEMPO DISPARO DE REFRACCIÓN.....	67
FIGURA 23. UBICACIÓN EN PLANTA DE LINEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA.....	68
FIGURA 24. TOMOGRAFÍA LINEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA.....	69
FIGURA 25. CORRELACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVA EN FUNCIÓN CLASIFICACIÓN DEL SUELO, DE LA DENSIDAD RELATIVA Y PESO UNIT.....	73
FIGURA 26. ANGULO DE FRICCIÓN DE SUELOS NO COHESIVOS (A) DEL SPT NO CORREGIDAN-VALORES (MODIFICADA DESPUÉS DE PECK, HANSON Y THORNBURN, 1974) Y (B) COMO UNA FUNCIÓN DE NORMALIZA DE OVERBURDEN (MODIFICADO DESPUÉS SCHMERTMANN, 1975).....	75
FIGURA 27. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO, CONDICIONES ORIGINALES, SLOPE/W.....	78
FIGURA 28. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICO, CONDICIONES ORIGINALES, SLOPE/W.....	78
FIGURA 29. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SIN CARGA PARA SOFTWARE PLAXIS.....	78
FIGURA 30. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON CARGA PARA SOFTWARE PLAXIS.....	79
FIGURA 31. ESQUEMA DE REFORZAMIENTO ALTERNATIVA NO. 1.....	80
FIGURA 32. ESQUEMA DE REFORZAMIENTO ALTERNATIVA NO. 2.....	81
FIGURA 33. ANÁLISIS LATERAL DE PILOTE DE 0.60 METROS DE DIÁMETRO Y 18.00 METROS DE LONGITUD.....	84
FIGURA 34. DIAGRAMA DE DEFLEXIÓN VS CARGA DIAMETRO 50 CM.....	85

FIGURA 35. DIAGRAMA DE DEFLEXIÓN VS FUERZA DIÁMETRO 60 CM.....	86
FIGURA 36. DEFLEXIÓN VS CARGA DIÁMETRO 60 CM.....	87
FIGURA 37. MOMENTO VS CARGA DIÁMETRO 60 CM.....	88
FIGURA 38. ANÁLISIS VERTICAL DE PILOTE DIÁMETRO 0.60 METROS Y 18.00 METROS DE LONGITUD .....	89
FIGURA 39. RESISTENCIA VS PROFUNDIDAD DIÁMETRO 60 CM.....	90
FIGURA 40. CROQUIS DE UN ANCLAJE.....	91
FIGURA 41. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO, CONDICIONES ORIGINALES.....	95
FIGURA 42. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICO, CONDICIONES ORIGINALES.....	95
FIGURA 43. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO REFORZADO ALTERNATIVA 1.....	96
FIGURA 44. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO REFORZADO ALTERNATIVA 1.....	96
FIGURA 45. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICO REFORZADO ALTERNATIVA 1.....	97
FIGURA 46. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO REFORZADO ALTERNATIVA 2.....	98
FIGURA 47. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO REFORZADO ALTERNATIVA 2.....	98
FIGURA 48. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICO REFORZADO ALTERNATIVA 2.....	99
FIGURA 49. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO REFORZADO ALTERNATIVA 1 PARA PLAXIS.....	100
FIGURA 50. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO BAJO CARGAS EN EL TALUD REFORZADO ALTERNATIVA 1 PARA PLAXIS.....	100
FIGURA 51. PLANTA DE OBRAS ALTERNATIVA 1.....	101
FIGURA 52. PERFIL DE OBRAS ALTERNATIVA 1.....	102
FIGURA 53. DETALLE DE PILOTES.....	102
FIGURA 54. PLANTA DE OBRAS ALTERNATIVA 2.....	104
FIGURA 55. PERFIL DE OBRAS ALTERNATIVA 2.....	105
FIGURA 56. DETALLE DE ANCLAJES.....	105
FIGURA 57. DETALLE ANCLAJE PRETENSIONADO 40 TONELADAS.....	106
FIGURA 58. DETALLE DEL CANAL EN SUELO - CEMENTO.....	106
FIGURA 59. DETALLE DE SUBDRENES DE PENETRACIÓN HORIZONTAL.....	107

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
TABLA 1. CLASIFICACIÓN GENÉTICA DE LAS UNIDADES DE SUELO.....	42
TABLA 2. UNIDADES GEOLÓGICAS SUPERFICIALES.....	43
TABLA 3. UNIDADES MORFOGENÉTICAS.....	49
TABLA 4. RESUMEN NSPT.....	70
TABLA 5. RESUMEN PRUEBAS PARA CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	71
TABLA 6. PROPIEDADES DE SUELOS ARCILLOSOS.....	73
TABLA 7. PROPIEDADES DE SUELOS ARCILLOSOS.....	74
TABLA 8. CORRELACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS SPT Y CPT Y ANGULO DE FRICCIÓN, SUELOS NO COHESIVOS.....	74
TABLA 9. PARÁMETROS GENERALES DE LOS SUELOS ARCILLOSOS.....	75
TABLA 10. CPHEFICIENTE DE BALASTO (K) Y DEFORMACIÓN DEL SUELO (E50) VS NSPT PARA ARCILLAS.....	76
TABLA 11. PARÁMETROS ADOPTADOS PARA DISEÑO.....	76
TABLA 12. ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO EFECTIVO EN ROCA ( Aa ) Y VELOCIDAD HORIZONTAL PICO EFECTIVO (Av).....	82
TABLA 13. VALORES DE $K_{ST}/A_{MAX}$ .....	82
TABLA 14. CAPACIDAD DE SOPORTE DE TRABAJO PARA PILOTE.....	84
TABLA 15. ELEMENTOS DE ANCLAJE.....	92
TABLA 16. RESUMEN DE CARACTERISTICAS DEL ANCLAJE.....	93
TABLA 17. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS.....	94
TABLA18. FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS.....	94
TABLA 19. RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA CONDICIONES ACTUALES.....	96
TABLA 20. RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN.....	99
TABLA 21. CANTIDADES Y PRESUPUESTO APROXIMADO ALTERNATIVA 1.....	103
TABLA 22. CANTIDADES Y PRESUPUESTO APROXIMADO ALTERNATIVA 2.....	107
TABLA 23. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	108
TABLA 24. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	110

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	<b>Pág.</b>
FOTOGRAFÍA 1. VISTA FRONTAL SECTOR K 47+150 .....	16
FOTOGRAFIA 2. VISTA LONGITUDINAL SECTOR K 47+150.....	17
FOTOGRAFIA 3. TRANSICIÓN DE ROCA METEORIZADA A SUELO RESIDUAL.....	43
FOTOGRAFIA 4. UNIDADES DE ROCA FRACTURADA.....	43
FOTOGRAFIA 5. GEOMORFOLOGÍA DEL SECTOR.....	44
FOTOGRAFIA 6. GEOMORFOLOGÍA DEL SECTOR.....	45
FOTOGRAFIA 7. LADERAS MODERADAS D11.....	49
FOTOGRAFIA 8. LADERA ESTRUCTURAL E7.....	50
FOTOGRAFIA 9. CORTE VERTICAL DE LADERAS D10.....	51
FOTOGRAFIA 10. VISTA AÉREA DE LA TRANSVERSAL DEL CARARE.....	54
FOTOGRAFIA 11. VISTA TRANSVERSAL DE LA TRANSVERSAL DEL CARARE.....	54
FOTOGRAFIA 13. SONDEO 1 - MUESTRA 1.....	57
FOTOGRAFIA 14. SONDEO 1 - MUESTRA 2.....	57

## RESUMEN

**TITULO:** ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SECTOR K47+150 DE LA TRANSVERSAL DEL CARARE, ENTRE CIMITARRA Y LANDÁZURI EN EL DEPARTAMENTO DE SANTANDER.\*

**AUTOR:** CÉSAR AUGUSTO VELÁSICO MARTÍNEZ\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Estabilización, vía, geología, talud.

**CONTENIDO:** En nuestro territorio, la zona costera atlántica y el centro del país conforman un gran porcentaje de la diversidad en lo que respecta a economía, aspectos sociales y culturales, geografía, clima, turismo, entre otros. El intercambio y enriquecimiento entre las dos grandes zonas dependen en su mayoría de la comunicación vial entre las dos, razón por la cual se hace necesario contar con vías terrestres que operen brindando confiabilidad, seguridad, comodidad, economía, velocidades de diseño, nivel de servicio apto para vías nacionales. En este trabajo estudiaremos el caso de la vía “Transversal del Carare” donde los vehículos que de Bogotá, Boyacá y el sur de Santander se dirigen hacia el valle del Magdalena medio y la costa Atlántica. Esta vía es de orden nacional y está a cargo del instituto Nacional de Vías, INVIAS y la nomenclatura es ruta 62. En el sector K47+150 se presenta un fallo en la banca de la vía dificultando el tránsito normal de vehículos, ya que la ladera de la margen derecha de la vía presenta inestabilidad y puede producir deslizamientos en el sector.

El proyecto que se desarrollará, permitirá dar a conocer algunas alternativas de mitigación o estabilización del problema presente, para lo cual previamente se ha analizado y entendido la problemática actual en lo que respecta a aspectos geológicos, geotécnicos y económicos, para finalmente, si es posible materializar lo propuesto, mejorar las condiciones iniciales.

---

\*Trabajo de grado de investigación.

\*\*Facultad de Ciencias Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil.

Director (I.C.,M.Sc.) Wilfredo del Toro

## ABSTRACT

**TITLE:** ANALILITES GEOTECHNICAL FOR STABILIZATION OF SECTOR K47+150 OF THE TRANSVERSAL DEL CARARE INTO CIMITARRA AND LANDAZURI IN THE DEPARTMENT OF SANTANDER

**AUTHOR:** CÉSAR AUGUSTO VELASCO MARTINEZ

**KEYWORDS:** Stabilization, road, geology, slope.

**CONTENTS:** In our area, the Atlantic seaboard and the Midwest make up a large percentage of diversity in regard to economic, social and cultural aspects, geography, climate, tourism, among others. The exchange and enrichment between two large areas depend mostly road communication between the two, which is why it is necessary to have providing land routes operating reliability, safety, comfort, economy, design speed, service level suitable for national roads. In this paper we study the case of "Transversal of Carare" road where vehicles in Bogotá, Boyacá and Santander Southern head to the Middle Magdalena Valley and the Atlantic coast. This track is national and is run by the National Institute of Roads, INVIAS and your nomenclature is Route 62. In the sector K47+150 present a failure occurs in the banking of the track in the difficult normal vehicle traffic since the slope of the right bank of the road is unstable and may cause landslides in the sector.

The project to be developed will allow to present some alternative mitigation or stabilization of the presenting problem, for which it has been previously analyzed and understood the current problems with regard to geological, geotechnical and economic aspects, and finally, if possible materialize proposed to improve the initial conditions.

---

\*Work of Research.

\*\*Physical-mechanical Science Facultys. Civil Engineering school.

Principal: (I.C.,M.Sc.) Wilfredo del Toro

## INTRODUCCION

La misión del ingeniero Civil es enfrentar los retos que la naturaleza brinda, retos asociados a la dinámica del planeta, a la de establecer unas condiciones de seguridad para una población que se beneficia o circunda la obra diseñada y construida desde el ejercicio de la profesión del Ingeniero Civil; así las cosas se debe saber que los retos que se deciden afrontar tendrán que ser enfocados desde el principio de la seguridad, economía y eficiencia.

El proyecto que se presenta no trata de un problema nuevo y no es esa la intención de este trabajo, pues los problemas ya existen, lo que se plantea en este compendio, es la posibilidad de ocuparse de esta situación compleja y de manera mancomunada ofrecer a través de este plan de trabajo ideas realizables que disminuyan los impactos negativos y permitan la transformación de una vía, a través de su estabilización, pues como se mencionó el superar esta situación generará grandes impactos en nuestro país y especialmente a la población que la usa y circunda.

Con la realización de este trabajo (que en principio es solo la elaboración teórica, pero que busca se pueda materializar), se busca conocer y entender el comportamiento geotécnico de este tramo vial, analizando las afectaciones actuales de la zona y presentando alternativas de cambio que permitan el funcionamiento en condiciones adecuadas de la Vía Cimitarra - Landázuri, permitiendo el control de los problemas inherentes de la zona mejorando las condiciones de transporte y en consecuencia las condiciones sociales y económicas de nuestros compatriotas.

Es por eso, que se hace uso de la Ingeniería Geotécnica, como el área que estudia y soluciona los problemas de los suelos y del medio ambiente, que se presentan como consecuencia de la intervención del hombre en su medio, más cuando Colombia es un territorio con una diversidad geológica de grandes proporciones, generando la obligación de analizar, estudiar y evaluar los factores geológicos condicionantes de las obras de Ingeniería y crear soluciones a través de la adecuada interpretación que permitan evitar o mitigar las consecuencias de los riesgos geológicos.

Hoy se presenta el resultado de un trabajo concienzudo, que no busca combatir la naturaleza, sino ofrecer soluciones con las herramientas que tenemos y frente a los problemas que se presentan por la gran cantidad de movimientos en las vías y la variedad de los mismos, opciones aplicables a una realidad latente que nos invita a ser parte del cambio social y económico de nuestro país.

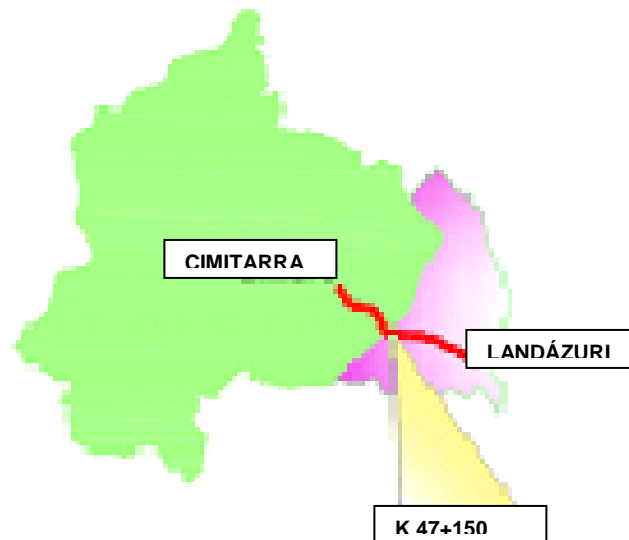
La posibilidad de estabilizar el tramo K47 + 150 de la Vía Cimitarra - Landázuri, generara un impacto definitivo en nuestras comunicaciones, ampliando la competitividad de nuestras regiones y ofreciendo mayores y mejores opciones a nuestra comunidad, es nuestro deber participar en este proceso y ofrecer alternativas que materialicen esas mejoras.

## 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sitio ubicado en el K47 + 150 sobre la transversal del Carare se encuentra entre los municipios de Cimitarra y Landázuri, en el departamento de Santander. Por este sector transitan los vehículos que de Bogotá, Boyacá y el sur de Santander se dirigen hacia el valle del Magdalena medio y la costa Atlántica. Esta vía es de orden nacional y está a cargo del instituto Nacional de Vías, INVIAS y la nomenclatura es Ruta 62. En el sector se presenta un fallo en la banca de la vía dificultando el tránsito normal de vehículos, ya que la ladera de la margen derecha de la vía presenta inestabilidad y puede producir deslizamientos en el sector ocasionando interrupción del tráfico por el material derrumbado sobre la banca y probablemente en ocasiones la pérdida de la banca de la vía por lo que cualquier inversión económica para la pavimentación de la vía puede perderse reiterativamente si no se construye un adecuado sistema de estabilidad.

El problema radica en que la banca se encuentra sobre material coluvial (suelto), el cual a su vez subyace sobre una superficie de roca fracturada inclinada, lo cual la hace muy inestable presentando deslizamiento y deformación de manera continua a lo largo del tramo.

Figura 1. Localización General Vía Cimitarra – Landázuri



Fotografía 1. Vista Frontal Sector K 47+150



Fuente: Torres Ingeniería

Fotografía 2. Vista Longitudinal Sector K 47+150



Fuente: Torres Ingeniería

## 2. JUSTIFICACION

La vía Transversal del Carare ubicada en el centro de país y al sur del Departamento de Santander como una de las pocas vías que recorren el departamento y el país de oriente a occidente y que comunica al centro del territorio colombiano con la costa atlántica, ya que parte de la “Autopista Ruta del Sol” al occidente y llega al centro-oriente del país; que busca mejorar la infraestructura vial para incrementar la competitividad, promover el crecimiento económico y mejorar la calidad de vida, disminuyendo la distancia y el tiempo que existe entre el interior del país y la costa donde existen los principales puertos para importación y exportación comercial.

Actualmente el sector de la vía entre los municipios de Cimitarra y Landázuri presenta una velocidad de diseño de aproximadamente 30 Km/h y una duración de una (1) hora en carro particular para un tramo relativamente corto, al ser una vía nacional el tránsito de carros de carga es bastante alto, lo que conlleva a que este sector se convierta en una ruta lenta; el uso normal del corredor vial implica el deterioro del mismo debido precisamente a que buena parte del tráfico es de tipo pesado.

Existe el sector que ha presentado permanentemente dificultades por deslizamientos de la ladera compuesta especialmente por lutitas (probablemente arcillas expansivas I.P.= 23), que en temporada de invierno sufren procesos de humedecimiento y secado que conllevan a fracturamiento permanente de ellas, así las cosas la roca fracturada se ve expuesta a deterioro y meteorización que inicia por el diaclasamiento del material rocoso y en la mayoría de las ocasiones en la caída de rocas o deslizamientos pero al final en el taponamiento de la vía y el cierre total o parcial de la misma.

Económicamente esto genera un mayor costo de fletes de traslados o la pérdida de alimentos, el represamiento de la población y hasta el traslado de niños a centros educativos. En general el cierre de un corredor vial y más de esta importancia genera innumerables traumas para una región y su correspondiente afectación de la población, comercio, seguridad, salud, etc.

Con la realización de este trabajo se busca conocer el comportamiento geotécnico en el sector K47+150 de la Transversal del Carare, partiendo de los escenarios que actualmente afectan la zona y de la información obtenida y de esta manera presentar dos alternativas de obras de mitigación que nos permita asegurar la integridad y funcionamiento del tramo de vía que conduce de Cimitarra a Landázuri a la altura del Km 47+150.

### 3. OBJETIVOS

#### 3.1. OBJETIVO GENERAL

Proponer dos alternativas de estabilización que den solución a la problemática de inestabilidad en la vía Cimitarra – Landázuri en el sector ubicado en el K47+150 de la transversal del Carare, en el departamento de Santander.

#### 3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Evaluar las condiciones de estabilidad del talud con base en las propiedades mecánicas de los suelos presentes en el sector y la información obtenida en la etapa de exploración, realizada y suministrada por la empresa Torres Ingeniería.

Proponer al menos dos alternativas de estabilización para el terreno inestable, mediante el uso de herramientas informáticas que permitan efectuar la evaluación desde diferentes escenarios, conocer las condiciones para su implementación, revisando los factores de seguridad que cada uno de ellos ofrece para su evaluación y aceptación final.

Evaluar la mejor opción para adoptar el método de estabilización que permita mantener la banca en buenas condiciones pero sobre todo estable para garantizar su uso; se evaluará la mejor opción mediante comparación de las ventajas, desventajas, criterios y factores de selección por costo, seguridad, funcionalidad, vida útil, tiempo de instalación, condiciones geográficas para conocer cual sistema de estabilización es más efectivo y eficiente.

## 4. MARCO TEÓRICO

La Ingeniería Geotécnica es el área aplicada, que estudia y soluciona los problemas de la Ingeniería de suelos y del Medio Ambiente, generados como consecuencia de la intervención antrópica en el medio geológico.

El objeto principal es evaluar los factores geológicos condicionantes de las obras de Ingeniería y que estos sean interpretados y tenidos en cuenta convenientemente, para que mediante el diseño de estructuras de ingeniería se pueda evitar o mitigar las consecuencias de deslizamientos, derrumbes, caídos de roca, etc.

La situación geológica, geotécnica, hidrológica y ambiental de Colombia tiene como resultado la ocurrencia de gran cantidad de movimientos en los suelos y especialmente en las vías los cuales son muy variados; además tienen distintas soluciones dependiendo de en qué unidad geológica se presenten, de las condiciones de campo y de las lineamientos dados desde la hidrología e hidráulica del lugar.

### 4.1. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres facetas:

Física, debida a cambios térmicos y a la acción del agua. Estas acciones físicas tienden a romper la roca inicial y a dividirla en fragmentos de tamaño cada vez más pequeño, que pueden ser separados por la roca por agentes activos y llevados a otros puntos en los que continua la acción erosiva.

Química, originada por fenómenos de hidratación, disolución, oxidación, cementación, etc. Esta acción, por lo tanto, tiende tanto a disgregar como a cementar, lo que quiere decir que puede ayudar a la acción física y posteriormente, cementar los productos formados, dando unión química a las partículas pequeñas, que se forman, aunque la mayor parte de las veces contribuye más a destruir y transformar que a unir.

Biológica, producida por la actividad bacteriana, induciendo putrefacciones de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen físico-químico, actuando de elemento catalizador.

Todo ello da a lugar a fenómenos de disgregación y transformación de la roca, creándose el perfil de meteorización. En este perfil la roca madre ocupa la parte más baja y alejada de la superficie, y el suelo la más alta. Cuando el suelo permanece si ser transportado, se le conoce como suelo residual, y cuando ha sufrido transporte, formando depósitos coluviales, aluviales, etc., se denomina suelo transportado.

#### 4.1.1. Suelos transportados

Los depósitos sedimentarios se forman por la acción de los procesos geomorfológicos y climáticos, destacando el medio de transporte y la meteorización. Los distintos medios de sedimentación originan una serie de depósitos cuyas características geotécnicas están relacionadas con las condiciones de formación de estos sedimentos.

##### Depósitos coluviales

Son materiales transportados por gravedad, la acción del hielo y deshielo y, principalmente, por el agua. Su origen es local, producto de la alteración in situ de las rocas y posterior transporte como derrubios de ladera o depósitos de solifluxión. Su composición depende de la roca que procede, estando formados por fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso, englobados en un matriz limo arcilloso, limo arenoso o la combinación de arenas finas y finos propiamente dichos.

Tienen una gran importancia geotécnica cuando se trata de masas inestables. La resistencia de estos materiales es baja, sobre todo en la zona de contacto con el estrato rocoso, y cuando se desarrollan altas presiones intersticiales como consecuencia de lluvias intensas.

##### Depósitos aluviales

Son materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques. Las facies más gruesas presentan bordes redondeados. Se distribuyen en forma estratiforme, con cierta clasificación, variando mucho su densidad. Están muy desarrollados en los climas templados, ocupando cauces y valles fluviales, llanuras y abanicos aluviales, terrazas y paleocauces.

Son suelos muy anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicamente variables, estrechamente relacionadas con la granulometría. Su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. La permeabilidad depende de la granulometría. Generalmente presentan un nivel freático alto.

#### 4.1.2. Suelos no transportados

##### Suelos residuales

Se originan cuando los productos de la meteorización no son transportados como sedimentos, sino que se acumulan en el sitio en que se van formando. Si la velocidad de descomposición de la roca supera a la de arrastre de los productos de la descomposición se produce una acumulación de suelo residual. Entre los factores que influyen en la velocidad de alteración de la naturaleza de los productos de la meteorización están el clima (Temperatura y lluvia), la naturaleza de la roca original, el drenaje y la actividad bacteriana. El perfil de un suelo residual puede dividirse en tres zonas:

- a) la zona superior, en la que existe un elevado grado de meteorización, pero también cierto arrastre de materiales.
- b) la zona intermedia en cuya parte superior existe una cierta meteorización, pero también cierto grado de deposición hacia la parte inferior de la misma.
- c) la zona parcialmente meteorizada que sirve de transición del suelo residual a la roca original inalterada.

Los suelos residuales se desarrollan principalmente, en condiciones tropicales húmedas, de meteorización química intensa. Algunos autores los denominan suelos tropicales; sin embargo, debe tenerse en cuenta que los suelos residuales también se encuentran en zonas no tropicales, aunque en menor proporción. Las propiedades de los suelos residuales varían de una región a otra, debido a la naturaleza heterogénea de los ambientes tropicales. La meteorización está controlada por el clima regional, el relieve y la litología de la roca y estos factores varían de sitio en sitio. El comportamiento de los suelos residuales y las rocas blandas en el caso de los deslizamientos, difiere del de las rocas duras y del de los suelos transportados. La meteorización o la falta de litificación traen como resultado, un material con discontinuidades o superficies de debilidad y con posibilidad de movimiento por desplazamiento, a lo largo de las discontinuidades y/o por rotura al cortante o a tensión a través de la matriz del material.

## 4.2. TIPOS DE MOVIMIENTOS

### Desprendimientos o caídos

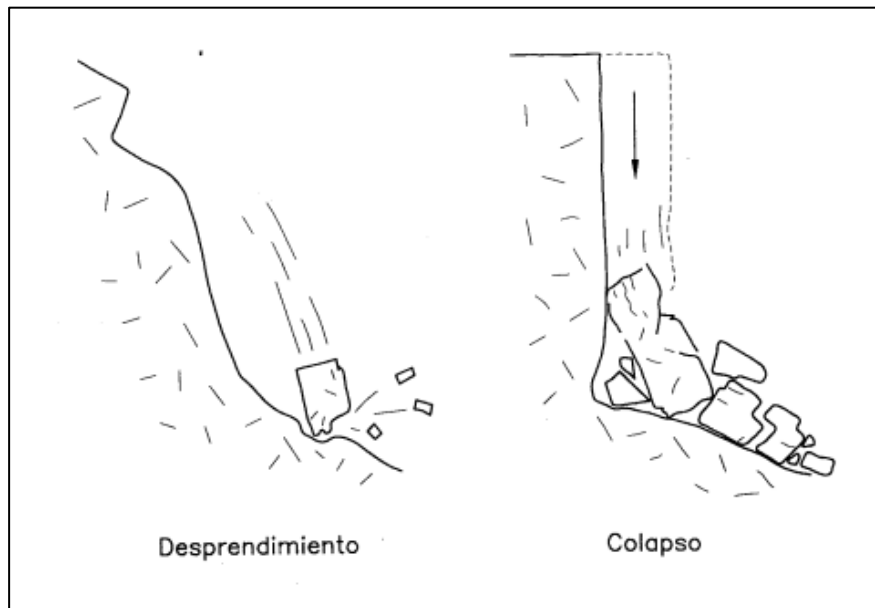
El desprendimiento se origina por el despegue de una masa de suelo o roca de una pared empinada o acantilado. El movimiento tiene lugar mediante caída libre y posterior rebote o rodadura. Es frecuente que al impactar contra la superficie del terreno, la masa caída se rompa en múltiples fragmentos. Este tipo de movimiento es muy rápido y de graves consecuencias.

La rotura suele producirse por deslizamiento o vuelco de pequeña envergadura, proporcionando a la masa despegada una velocidad inicial. La propagación de los desprendimientos en laderas con pendientes superiores a los  $76^{\circ}$  se produce preferentemente por caída libre, por debajo de este ángulo los impactos contra el terreno son frecuentes mientras que en laderas de menos de  $45^{\circ}$  la propagación se realiza por rodadura y, eventualmente, por deslizamiento. Las caídas con una trayectoria básicamente vertical de abrigos desarrollados en acantilados por la socavación efectuada por un río, el oleaje o la meteorización y disgregación de las rocas a su pie son consideradas colapsos (García Yagüe y García Álvarez, 1988).

El material caído, una vez desparramado por la ladera, no suele experimentar nuevos movimientos. Cuando las caídas son frecuentes, los bloques se acumulan al pie de los escarpes rocosos formando canchales que ocasionalmente experimentan roturas y originan

corrientes de derrubios (Van Steijn et al. 1988). El área fuente de desprendimientos es de difícil acceso. Por este motivo, aunque es posible la sujeción de los bloques en origen, el tratamiento suele consistir en la interposición de obstáculos en el recorrido (pantallas dinámicas, zanjas). En ocasiones, los desprendimientos rocosos son fenómenos precursores de roturas de ladera de grandes proporciones.

Figura 2. Mecanismos de Desprendimiento y Colapso



Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997.

### Vuelcos (topples)

Es la rotación hacia delante y hacia el exterior de la ladera, de una masa de suelo o roca alrededor de un eje situado por debajo de su centro de gravedad. La fuerza desestabilizadora es la gravedad así como el empuje ejercido por el terreno adyacente o los fluidos (agua o hielo) en las grietas. Dentro del mecanismo de vuelco pueden distinguirse dos procesos:

#### Vuelco por flexión (flexural toppling)

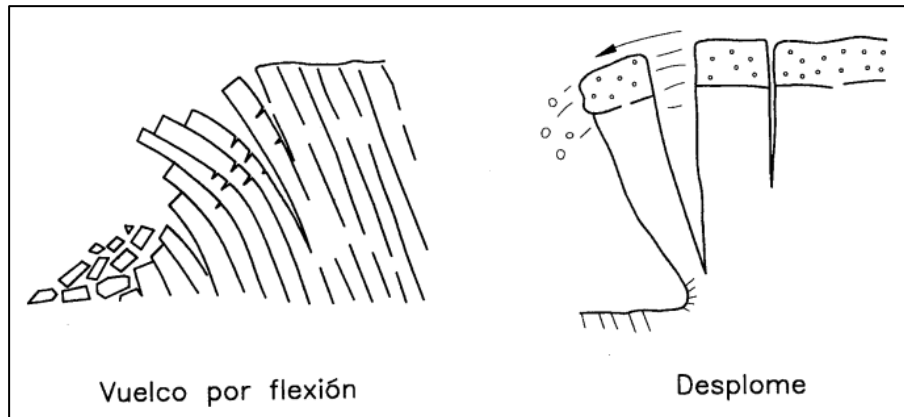
Tiene lugar en rocas con un sistema preferente de discontinuidades, formando vigas semi-continuas en voladizo (Goodman y Bray, 1976). Las columnas continuas cuando se doblan hacia delante, rompen por flexión. Este tipo de movimiento es característico en esquistos, filitas, pizarras y en secuencias rítmicas finamente estratificadas (facies flysch).

#### Desplome

La parte movida cae con un movimiento brusco de giro, al menos inicial, apoyado en su base externa. Estos movimientos se producen en bordes acantilados rocosos o de

materiales areno-arcillosos compactados. Si la ladera es empujada, las roturas por vuelco pueden transformarse en caídas.

Figura 3. Mecanismos de Vuelco

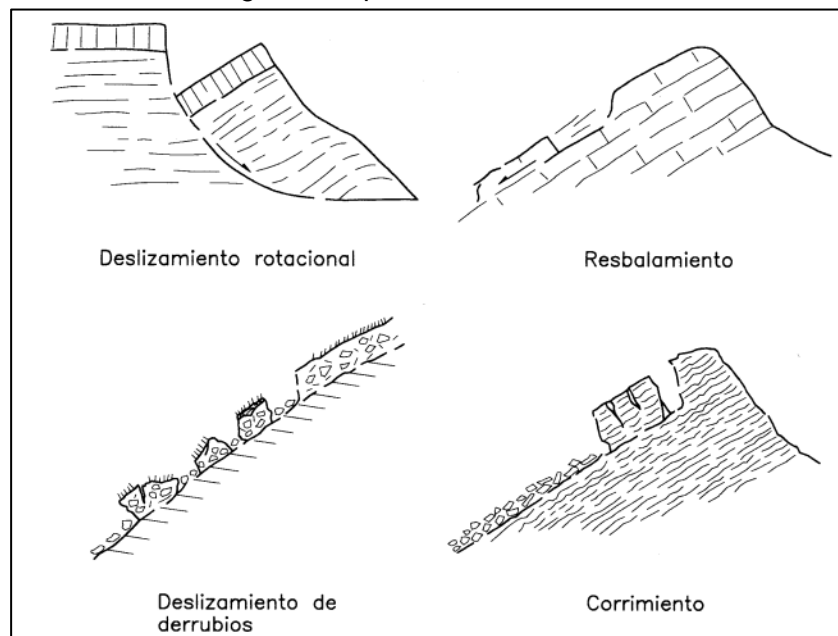


Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997

#### Deslizamientos (slides)

Es un desplazamiento ladera abajo de una masa de suelo o roca, que tiene lugar predominantemente sobre una o más superficies de rotura, o zonas relativamente delgadas con intensa deformación de cizalla. Elementos característicos de este tipo de movimiento son la presencia de superficies de rotura definidas y la preservación a grandes rasgos de la forma de la masa desplazada.

Figura 4. Tipos de Deslizamiento



Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997

#### Deslizamientos rotacionales (rotational slides, slumps)

La rotura se produce a lo largo de una superficie curvilínea y cóncava. El terreno experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera efectúa una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas reactivaciones. Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos y de macizos rocosos intensamente fracturados. En materiales arcillosos, especialmente si hay presencia de agua, el pie puede evolucionar hacia un deslizamiento de tierras o colada de tierras.

Los deslizamientos rotacionales, una vez producidos, son susceptibles de reactivación. El movimiento tiende a estabilizarse por disminución del momento de giro y aumento del momento estabilizador, no obstante, cualquier cambio en las condiciones piezométricas o la remoción del pie pueden dar lugar a una nueva inestabilidad. Un diagnóstico equivocado de la geometría puede llevar a la adopción de medidas de estabilización ineficaz e incluso contraproducente.

#### Deslizamientos traslacionales (translational slides)

Tiene lugar a lo largo de una superficie de rotura plana u ondulada. La masa deslizada puede proseguir por la ladera. Los componentes de la masa desplazada se mueven a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas. A medida que un deslizamiento traslacional progresa puede romperse, en particular si aumenta la velocidad. Entonces, la masa disgregada deviene un flujo.

Deslizamientos traslacionales de bloques de suelo o roca sin apenas trocearse, sobre superficies únicas en macizos rocosos se han denominado resbalamientos (García Yagüe, 1966) o deslizamientos planos (Hoek y Bray, 1981). Cuando la superficie de rotura está formada por dos planos que obligan a la masa rocosa contenida a desplazarse según la línea de intersección, se forma un deslizamiento en cuña. Las roturas de cuñas no suelen alcanzar grandes dimensiones debido a que la intersección de planos de gran penetración en el macizo rocoso es infrecuente. Deslizamientos en los que la masa desplazada se trocea en su movimiento descendente y resulta una acumulación caótica de bloques al pie de la ladera, se denominan corrimientos (García Yagüe, 1966). Cuando la rotura por cizalla tiene lugar en suelos no cohesivos constituidos por partículas gruesas, se denominan deslizamientos de derrubios (debris slides).

Mientras que la rotación tiende a restablecer el equilibrio en la masa desplazada, el deslizamiento traslacional puede mantenerse indefinidamente si la superficie de rotura es lo suficientemente inclinada y continua.

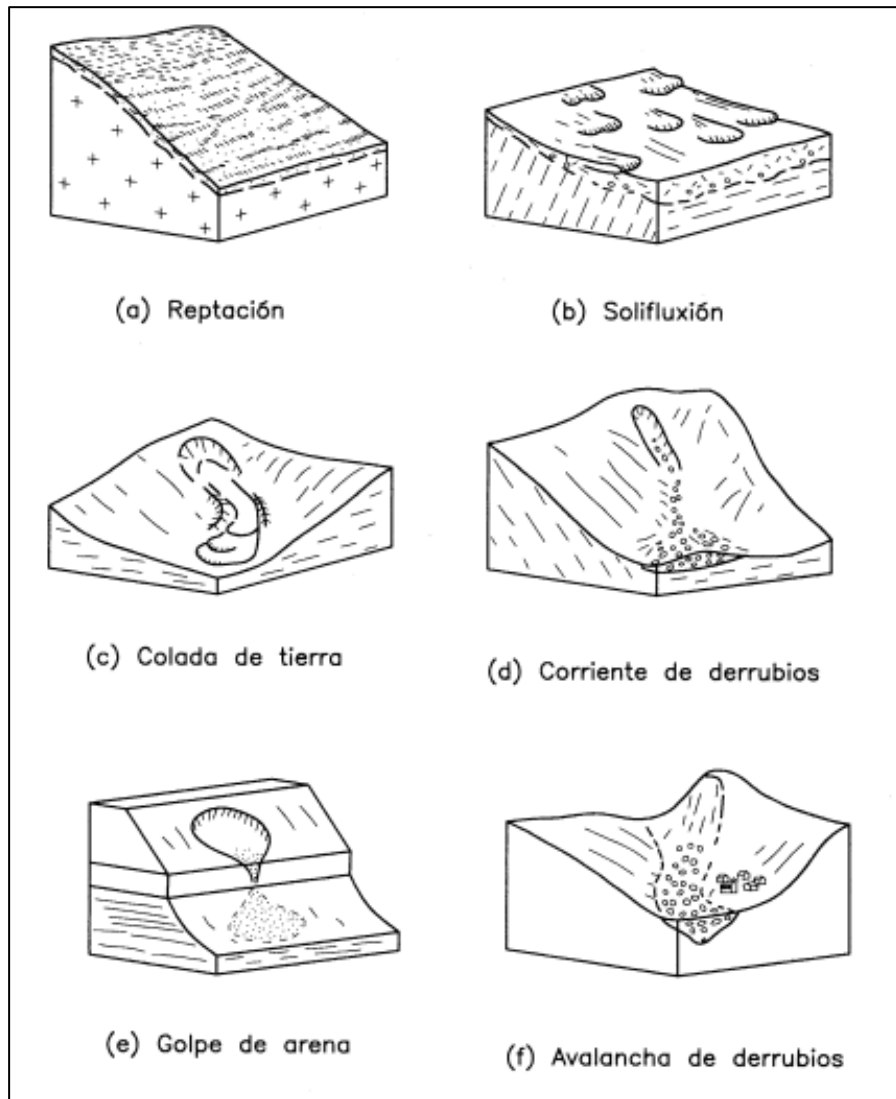
#### Flujos (flows)

Son movimientos espacialmente continuos en los que las superficies de cizalla tienen corta vida, se encuentran muy próximas y generalmente no se conservan. La distribución de velocidades en la masa desplazada se parece a la que se presenta en un fluido viscoso. Por este motivo, la masa movida no conserva la forma en su movimiento descendente,

adoptando a menudo, formas lobuladas cuando interesan a materiales cohesivos y desparramándose por la ladera o formando conos de deyección cuando afectan a materiales granulares.

Existe una gradación desde los deslizamientos a los flujos dependiendo del contenido de agua, movilidad y evolución del movimiento. Un deslizamiento de derrubios puede convertirse en una corriente o avalancha de derrubios a medida que el material pierde cohesión, incorpora agua y discurre por pendientes más empinadas.

Figura 5. Movimientos de Flujo



Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997

### Reptación (creep)

La reptación es un movimiento extremadamente lento que es imperceptible excepto para largos períodos de tiempo (Sharpe, 1938). No muestra superficies de cizalla definidas. El término reptación se ha utilizado en diversos sentidos en estudios sobre la estabilidad de las laderas, como por ejemplo (Hutchinson, 1988; Selby, 1993): (1) desplazamiento estacional de partículas aisladas o delgadas capas de suelo por efecto de la gravedad con la ayuda de ciclos de hielo-deshielo o humectación-desecación. Al helarse el suelo se expande para contraerse durante la fase de deshielo generando el desplazamiento neto de las partículas según la pendiente de la ladera. Los movimientos disminuyen progresivamente con la profundidad; (2) desplazamiento muy lentos pero continuos a gran profundidad. Está relacionado con el concepto ingenieril de fluencia, que ocurre esencialmente a tensión constante por debajo de la resistencia límite del material involucrado. Zischinsky (1966) considera que la reptación por fluencia es un mecanismo importante en la deformación de laderas de alta montaña; (3) desplazamientos, inicialmente muy lentos, que se aceleran progresivamente y que preceden a la rotura de la ladera. Este tipo de reptación ha sido incluido dentro del grupo de deformaciones previas a la rotura. Unas formas atribuidas a los fenómenos de reptación son las terracillas que aparecen en las vertientes de alta montaña en ambientes periglaciares. La velocidad de desplazamiento del suelo es lo suficientemente lenta para que la vegetación de los prados alpinos resista y crezca al mismo tiempo que el avance de las partículas, dando lugar a guirnaldas herbáceas paralelas a las curvas de nivel (Corominas, 1989).

### Coladas de tierra (earthflows)

Es la deformación plástica, lenta y no necesariamente muy húmeda, de tierra o rocas blandas (flysch, pizarras, filitas), en laderas de inclinación moderada. Cuando predominan los materiales cohesivos con un elevado contenido de limos y arcillas, se les denomina coladas de barro (mudflows) (Corominas y Alonso, 1984; Ayala et al. 1987). En este caso, adoptan una forma elongada, lobulada en el pie (lengua), formando un volumen positivo sobre la superficie original del terreno. El estiramiento del material y el correspondiente cambio de forma caracterizan el movimiento como un flujo.

En numerosas ocasiones se ha observado que las coladas de tierra y de barro tienen su inicio al pie de deslizamientos. Algunos autores han observado que algunas formas de coladas de barro progresan principalmente por deslizamiento sobre superficies de cizalla con moderada deformación interna (Hutchinson, 1988), en este caso se denominan deslizamiento de tierras (earthslides, mudslides).

### Soliflucción (solifluction)

Término utilizado a menudo para describir deformaciones de pequeñas dimensiones en suelos cohesivos y de poco espesor, que dan lugar a formas lobuladas. Contienen superficies de cizalla de poca extensión. La soliflucción abunda en ambientes periglaciares donde la fusión estacional del hielo en el terreno provoca el aumento de las presiones de agua en los poros, dando lugar al movimiento del material superficial, limitado en

profundidad por la capa activa (Ferrer, 1988). Puede ser considerada como una colada de tierras de pequeñas dimensiones.

#### Corriente de derrubios (debris flows)

Son movimientos rápidos de material detrítico en el que predomina la fracción gruesa, es decir, arenas, gravas y bloques. El contenido de agua es elevado y la fracción sólida puede llegar a constituir el 80% en peso de la masa en movimiento. La corriente puede bajar tanto por laderas abiertas como canalizada por vaguadas u hondonadas del terreno dando lugar a morfologías diferentes. Debido a la baja de cohesión de sus componentes, se desparrama en la parte inferior de las laderas sin generar un depósito de forma específica, pero cuando se canaliza por barrancos suelen dar lugar a conos de deyección.

#### Golpes de arena y limo (sand and silt flows)

Movilización brusca de estos materiales, a veces en estado seco (García Yagüe y García Álvarez, 1988). Normalmente se producen por colapso estructural por efecto de una sacudida sísmica o al iniciarse la rotura del suelo por deslizamiento.

#### Avalanchas, aludes (avalanches, sturzstroms)

Movilización de grandes masas de tierra, fragmentos de rocas o derrubios a gran velocidad, en ocasiones, superiores a los 50 m/s. El término avalancha no implica necesariamente un mecanismo distinto al de los previamente definidos en otros flujos como las corrientes de derrubios. De todos modos su gran velocidad ha sugerido la existencia de otros mecanismos como el flujo granular turbulento, el desplazamiento sobre colchones de aire o la transferencia de momentos entre las partículas en movimiento. Igual que ocurre con los desprendimientos, el relieve es el que condiciona que la rotura de grandes volúmenes de roca o suelos derive hacia una avalancha o se mantenga como un deslizamiento o una corriente. En las avalanchas de derrubios, por el contenido de agua o por efecto de la pendiente, el conjunto puede licuarse, al menos parcialmente, fluir y precipitarse hacia abajo, a menudo a través de una vaguada, alcanzando grandes distancias, a veces, decenas de kilómetros.

### 4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de taludes generalmente ha sido estudiada a partir de métodos basados en el equilibrio límite. En este tipo de análisis, no se requiere conocer el comportamiento de esfuerzo y deformación de los materiales que conforman el talud de análisis. Sin embargo, es necesario tener un conocimiento adecuado de parámetros que se determinan la resistencia del suelo (peso, fricción y cohesión).

Según los preconceptos de la teoría del equilibrio límite, la estabilidad de los taludes es determinada a partir del cálculo del factor de seguridad  $n$  en la región del talud que presenta la mayor vulnerabilidad al deslizamiento. Esta región crítica está limitada por la superficie de

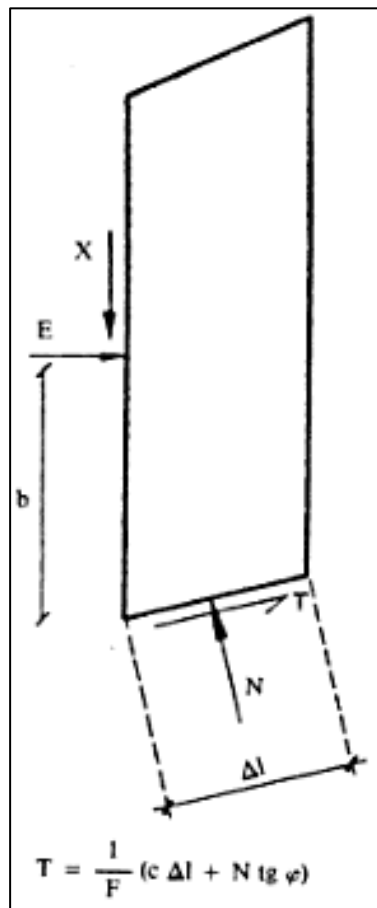
falla que presenta el menor  $n$ . debido a lo anterior, se requieren métodos que puedan evaluar todas las posibles zonas y encontrar la que representa menor seguridad en el análisis.

En términos generales, el concepto de seguridad se conoce como la división de la resistencia entre la sollicitación del sistema:

$$n = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Solicitud}}$$

Excepto en los casos en los que la geometría de las posibles superficies de deslizamiento permite el uso de métodos exactos, los métodos de cálculo empleados son, casi siempre, métodos de dovelas.

Figura 6. Sistemas de Fuerzas Actuantes Sobre una Dovela



Fuente: manual de ingeniería de taludes, instituto geológico y mineralógico de España

#### 4.3.1. Principales métodos de dovelas

##### MÉTODOS APROXIMADOS

###### Método simplificado de BISHOP (1955)

Supone que las fuerzas en las caras laterales son horizontales o, lo que es lo mismo, que los  $n-1$  valores de  $x$  son nulos. Sólo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Es un método de aplicación a líneas de rotura circulares.

###### Método ordinario de FELLENIUS (1927)

Se basa en la suposición de que la resultante de las fuerzas laterales en las caras de las rebanadas actúa paralelamente a la base de las mismas. Solo satisface el equilibrio de momentos. Análogamente solo tiene aplicación a superficies de rotura circulares.

###### Método de JANBU (1954)

Supone conocidos  $n-1$  valores de  $b$ , posiciones de los empujes a las caras de las dovelas. Es de aplicación a líneas de rotura cualesquiera. No cumple el equilibrio de momentos y si el de fuerzas.

##### MÉTODOS PRECISOS

###### Método de MORGENSTERN-PRICE (1965)

Es un método de aplicación a líneas de rotura cualesquiera. Se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas se ajusta a una función, que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro.

Este parámetro es la incógnita que completa el problema. El método satisface todas las ecuaciones de equilibrio.

###### Método de SPENCER (1967)

Análogo al anterior, considerando como función una constante, que constituye el parámetro necesario para completar el problema.

#### 4.3.2. Conclusiones de los métodos de dovelas

Al existir varios métodos es inevitable realizar una comparación entre ellos, fundamentalmente entre precisos y aproximados, para discernir cuales son los más útiles en la práctica, por su exactitud y economía.

Esto ha sido realizado por varios autores entre ellos WHITMAN y BAILEY (1967). El método más exacto y también el más complejo es el de MORGENSTERN-PRICE, considerándolo como referencia los autores concluyen que el método de BISHOP presenta errores máximos del 7%, siendo lo más normal del 2%. En contraste, el método de FELLENIUS puede originar graves errores, hasta de un 40%.

En la práctica, el método de MORGENSTERN-PRICE resulta mucho más laborioso en su aplicación, por lo que su utilización se ve relegada a casos muy especiales o a temas relativos a la comprobación de otros métodos más simplificados.

## 5. METODOLOGIA

Dependiendo del tipo de talud y el tiempo y recursos destinados a la investigación de campo y al análisis, existen diferentes procedimientos de investigación y diseño de obras de estabilización de taludes. A continuación se presenta la metodología utilizada para el desarrollo del proyecto:

### RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE.

Se recopiló la información suministrada por Torres Ingeniería, la información de planos del IGAC, la información geológica de INGEOMINAS, y fotografías aéreas disponibles en la web.

Dentro de la información existente se evidencian las siguientes actividades:

#### Visita de campo

Visita al sitio por parte de los ingenieros asesores en los cuales se efectuó un recorrido de las áreas afectadas por problemas geotécnicos, con el objeto de elaborar un diagnóstico general.

#### Análisis o discusión

Con el objeto de identificar los elementos más importantes a estudiar, se establecieron unas teorías o diagnósticos preliminares para el trabajo de campo.

#### Toma de fotografías digitales.

#### Elaboración de planos topográficos

Se elaboraron planos topográficos con curvas de nivel cada 1.0 metro (Torres Ingeniería).

#### Ejecución de sondeos geotécnicos

Se realiza un sondeo mediante el ensayo SPT y se recuperó muestras de suelo, con el fin de realizar ensayos de laboratorio y determinar las características típicas de los estratos encontrados.

Se realiza una línea de refracción Sísmica cuya organización se hace en el sentido longitudinal de la vía.

#### Diagnóstico definitivo

Se realizó un diagnóstico geotécnico, teniendo en cuenta los siguientes elementos:

Influencia de cada uno de los factores (geología, geomorfología, topografía, hidrología, etc.).

Causas y mecanismos de ocurrencia de los problemas identificados.

Modelación conceptual y modelación matemática mediante Software Slope-W.

Análisis interno con el software ALLPILE.

Planteamiento de las obras de manejo y estabilización

Se analizaron las alternativas de protección entre las cuales se plantearon estructuras de contención y retención, sistemas de drenaje y/o sub-drenaje, y otros tipos de obras geotécnicas.

Una vez analizadas las diversas alternativas, se escogieron las que presentaban un mejor comportamiento.

Análisis de estabilidad con las obras planteadas

Se elaboraron modelos de software para determinar la estabilidad de los taludes con las obras planteadas.

Diseño de las obras de estabilización

Para cada una de las obras escogidas se elaboraron esquemas a detalle y se localizaron en el plano topográfico.

Cantidades de Obra

Se calcularon las cantidades aproximadas de las obras de estabilización propuestas a fin de valorar las obras para determinar el impacto económico a generar por cada una de ellas.

## 6. MARCO GEOLÓGICO

### GEOLOGÍA REGIONAL

La zona de estudio se encuentra ubicada geográficamente sobre el flanco occidental de la cordillera oriental, en la cuenca sedimentaria del valle medio del Magdalena, al suroeste del departamento de Santander, donde aflora parte de la secuencia litoestratigráfica cretácica colombiana; esta zona es de una alta complejidad estructural ya que presenta múltiples plegamientos, cabalgamientos y fallas regionales producto de la interacción de las placas tectónicas Nazca, Caribe y Suramérica (Figura 8).

La zona está intervenida por una serie de fallas como el sistema de fallas La Salina y el sistema de fallas Landázuri, algunas de tipo inversas que ponen en contacto las rocas de la base del cretáceo (Formaciones Simití, Luna, Umir). La unidad aflorante en la respectiva zona de estudio corresponde a la formación Umir (Ksu) la cual será descrita a continuación.

#### Formación La Luna (Ksl):

Fue descrita por A. Garner (en JULIVERT, M. et al., 1968) y el nombre procede de la Quebrada La Luna al NW de Perijá, Zulia (Venezuela). En Colombia fue introducido el término por geólogos de la Caribbean Petrol Co. La unidad está constituida por caliza gris oscuras, arcillosas, lutitas grises a negras, calcáreas, en capas delgadas; lutitas gris oscuras con delgadas intercalaciones de calizas arcillosas, concreciones de calizas con fósiles, que alcanzan más de dos metros de diámetro y capas delgadas de chert negro; también capas fosfáticas hacia la parte superior.

En el Valle Medio del Magdalena la Formación La Luna se subdivide en tres miembros: El inferior Miembro Salada compuesto por arcillolitas calcáreas negras, duras laminares, con concreciones elípticas y líneas de pirita mezcladas con calizas con fuerte olor a petróleo. El intermedio, Miembro Pujamana compuesto por shale calcáreo, gris a negro. Y el Miembro Galebo y el superior, consta de shale calcáreo alternado con finas capas de caliza y con numerosos nódulos discoidales de caliza que pueden alcanzar varios metros de diámetro y que contienen amonitas. Se encuentran también capas de liditas y un horizonte superior con dientes, vértebras y restos de peces.

El ambiente de depositación es marino de aguas relativamente poco profundas con poca ventilación en el fondo. El espesor varía entre 275 y 575 m.

El contacto de la Formación La Luna con la infrayacente Formación Simití es concordante, esto quiere decir que existe una relación geométrica entre las dos unidades estratigráficas superpuestas en las que hay paralelismo entre los materiales infra y suprayacentes.

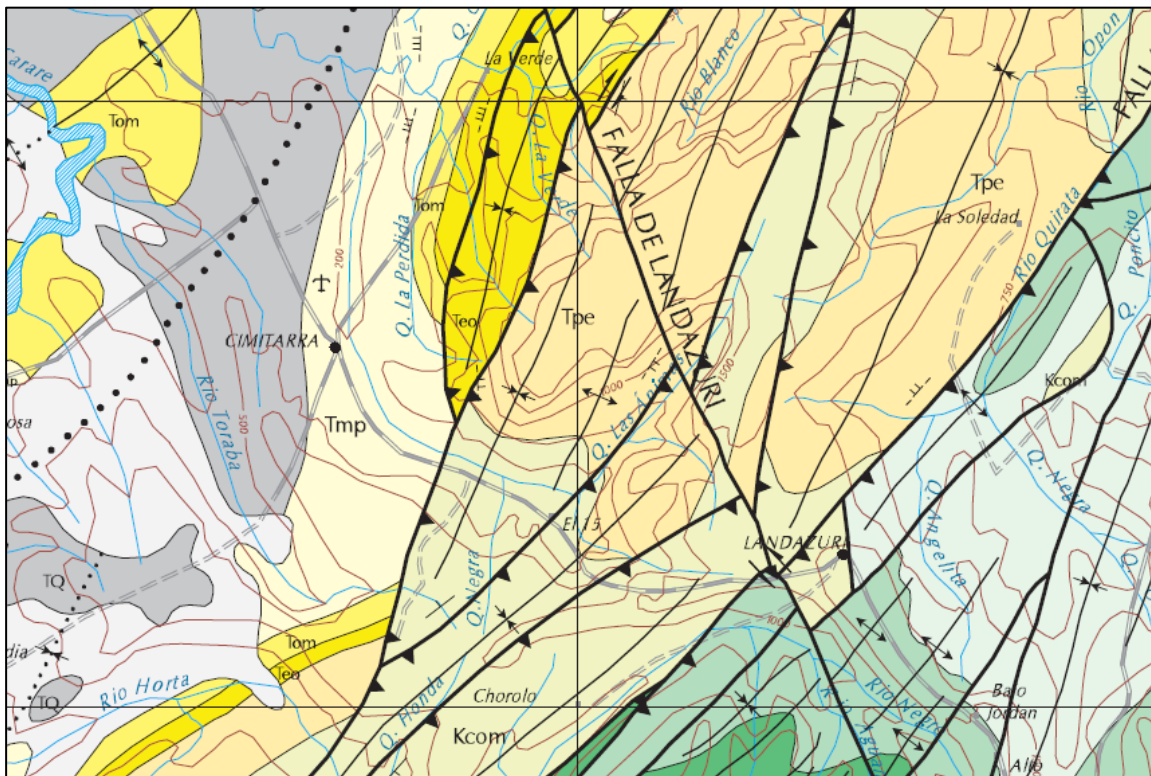
Entre las formaciones La Luna y Umir existe una ligera discontinuidad estratigráfica. Morales, L. et al. (1958) en el Valle Medio del Magdalena le asignan una edad del Turoniano al Santoniano. Se correlaciona con la Formación La Luna de la Cuenca Catatumbo-Maracaibo en las partes colombiana y venezolana.

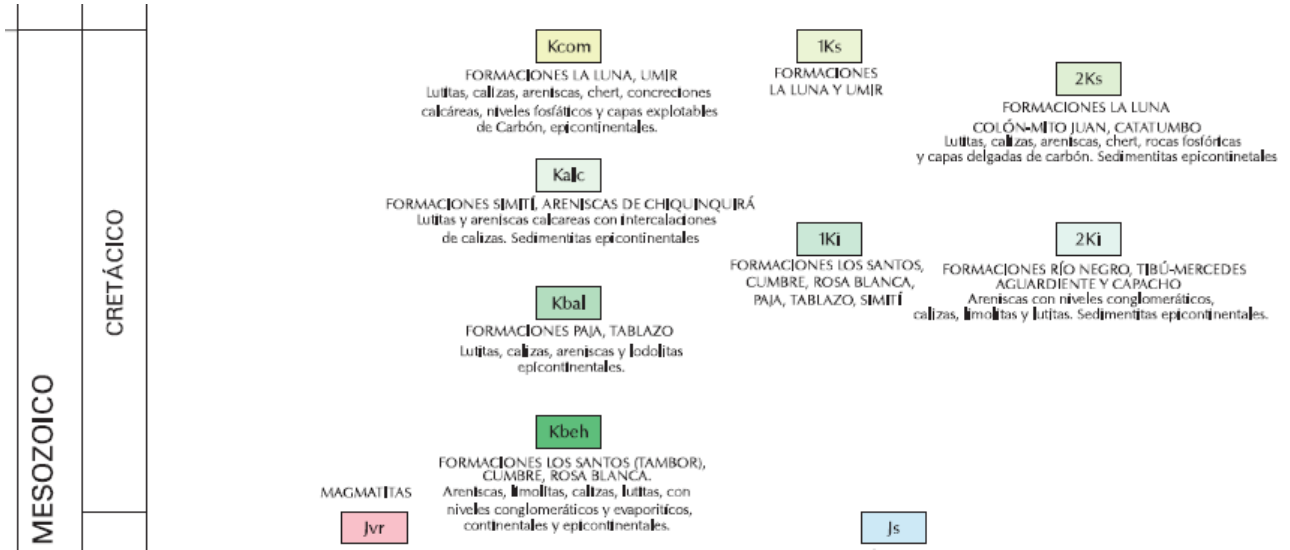
**Formación Umir (Ksu):**

Según Morales et al., (1958). La parte inferior de la formación se compone de lutitas en láminas delgadas, de color gris oscuro, gris azulado a negro, con delgadas laminas carbonaceas y micáceas. Caracterizada por capas delgadas, lentes y pequeñas concreciones ferruginosas. La parte superior consta de lutitas blandas, gris oscura, en capas delgadas con numerosas capas de carbón, laminas delgadas de mineral de hierro, arenisca de grano fino y limonitas de cuarzo. El espesor aproximado es de 1000m.

En la figura 6 se observa la localización del tramo estudiado sobre la formación Umir, t en la figura 7 una columna estratigráfica de la misma.

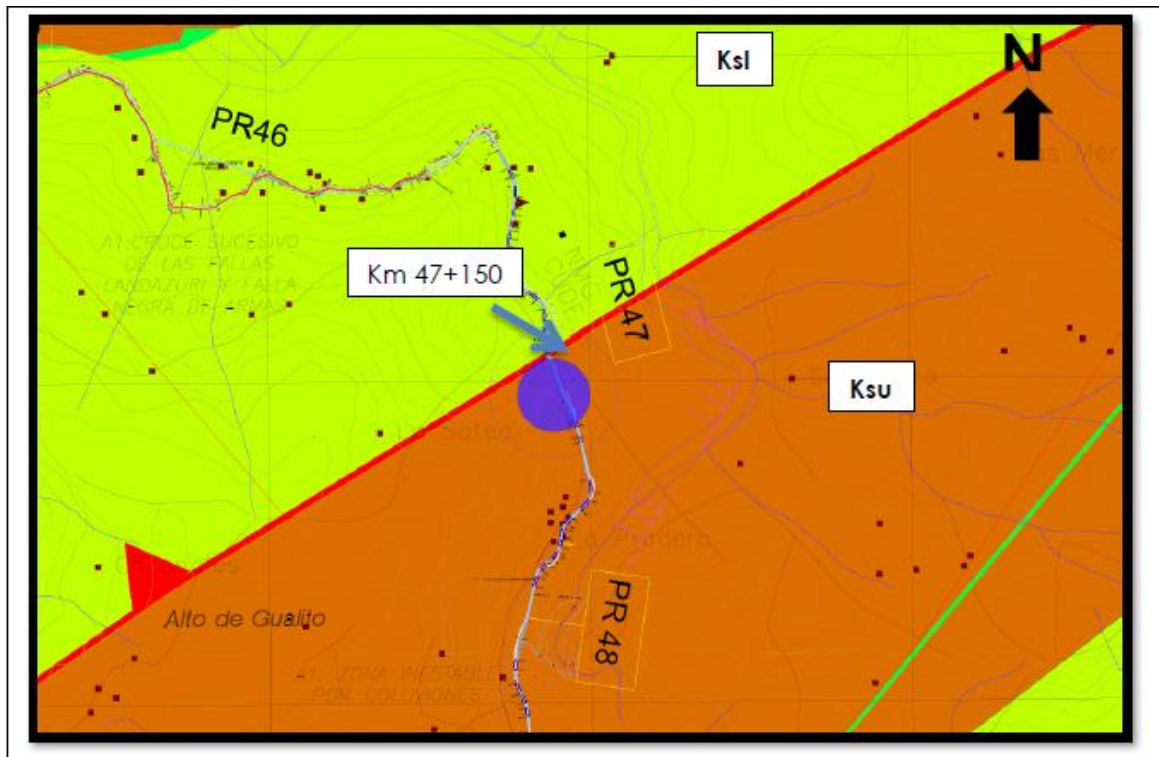
**Figura 8. Geología General del Sector.**





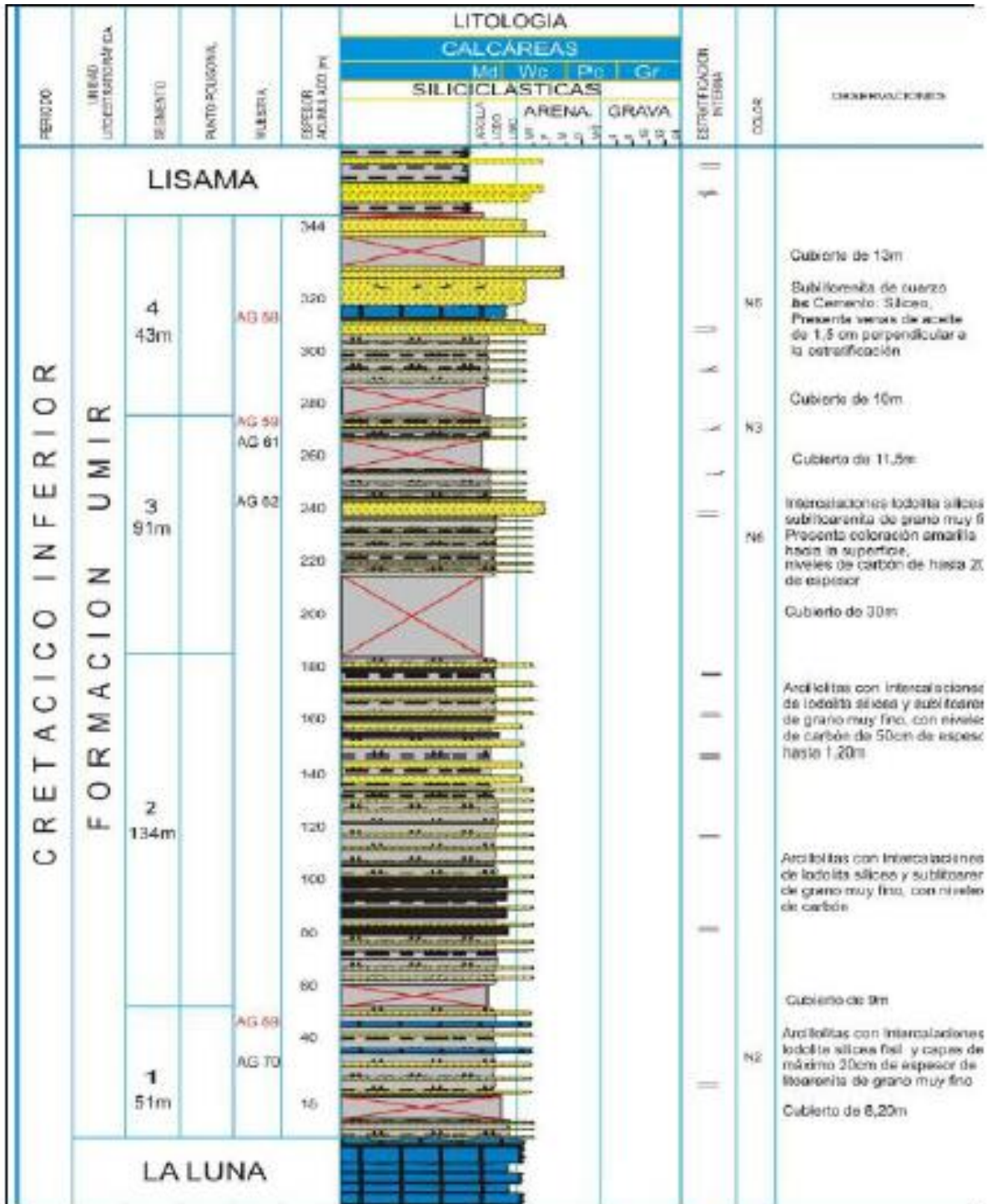
Fuente: Geología del Departamento de Santander - Ingeominas

Figura 9. Plano Geológico PL 150 Cimtarra



Fuente: INGEOMINAS 2007.

Figura 10. Columna Estratigráfica Generalizada Formación Umir (Ksu)



Fuente: Memoria Explicativa Plancha 150 Cimitarra (INGEOMINAS) 2008.

## **GEOLOGIA LOCAL, K47+100 – K47+220, TRANSVERSAL DEL CARARE, TRAMO 3, CIMITARRA- LANDAZURI.**

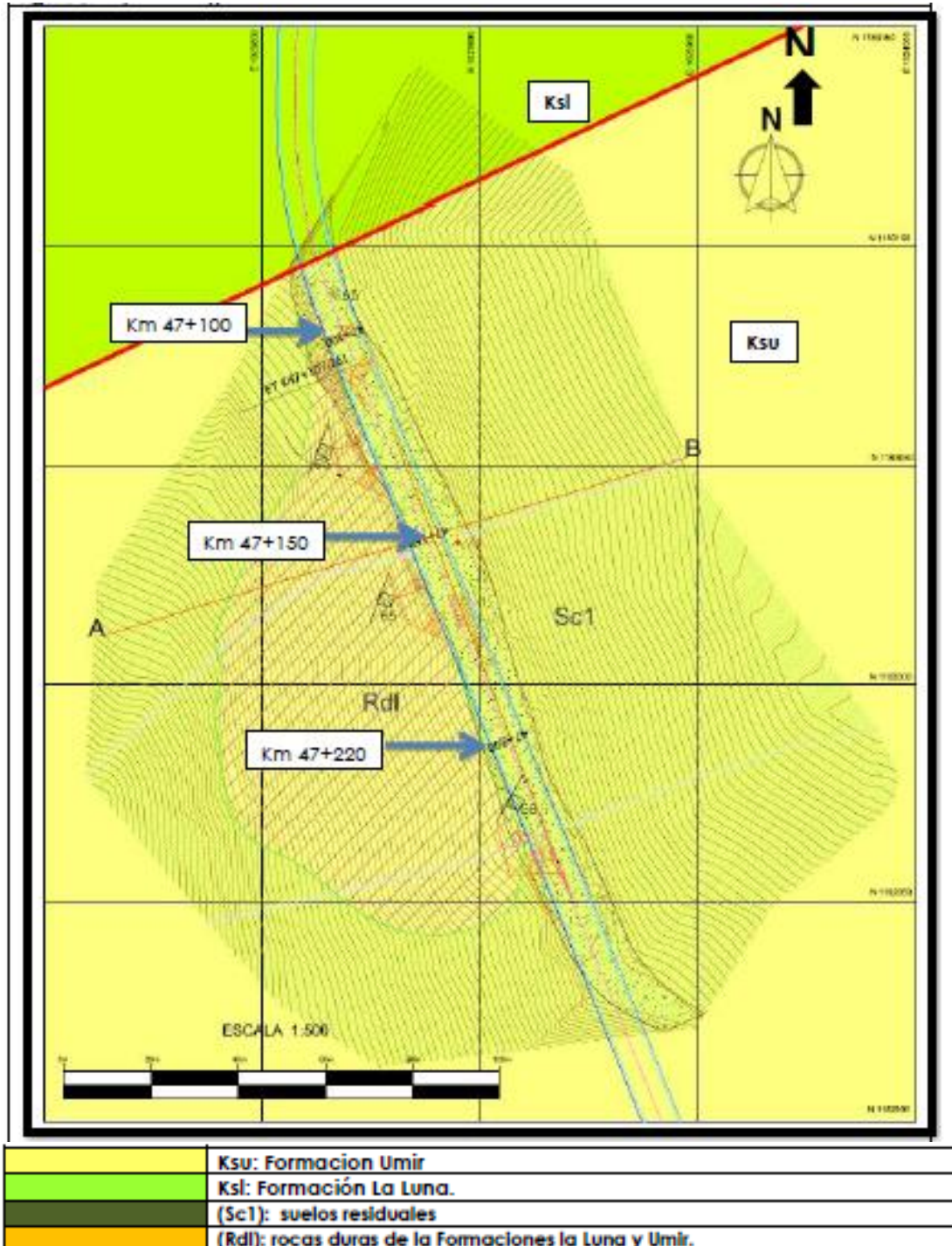
En el presente estudio se caracterizaron y cartografiaron las Unidades Geológicas Superficiales a escala detallada 1:500, de acuerdo con las condiciones físico mecánicas de los diferentes tipos de suelos encontrados en el sector. Con el objetivo de caracterizar cada una de estas zonas, se siguió la metodología y nomenclatura del INGEOMINAS (2007).

En este punto de estudio se observa la existencia de suelos residuales de tipo IA y IC el cual se caracteriza por contener rasgos heredados de la roca madre, y depósitos coluviales transportados recientemente, y dispuestos en una ladera activa con pendiente mayor de 30%, el espesor de la capa de suelo observado es de aproximadamente de 1m.

La geología encontrada en este punto se encuentra conformada principalmente por rocas sedimentarias del cretácico superior, Formación Umir (Ksu), caracterizadas principalmente por contener, Calizas, Lutitas, Shales de color gris oscuro a medio, dispuestas en capas de forma tabular delgadas de 1 hasta de 10 cm, las cuales presentan contactos ondulados a planos entre sus capas.

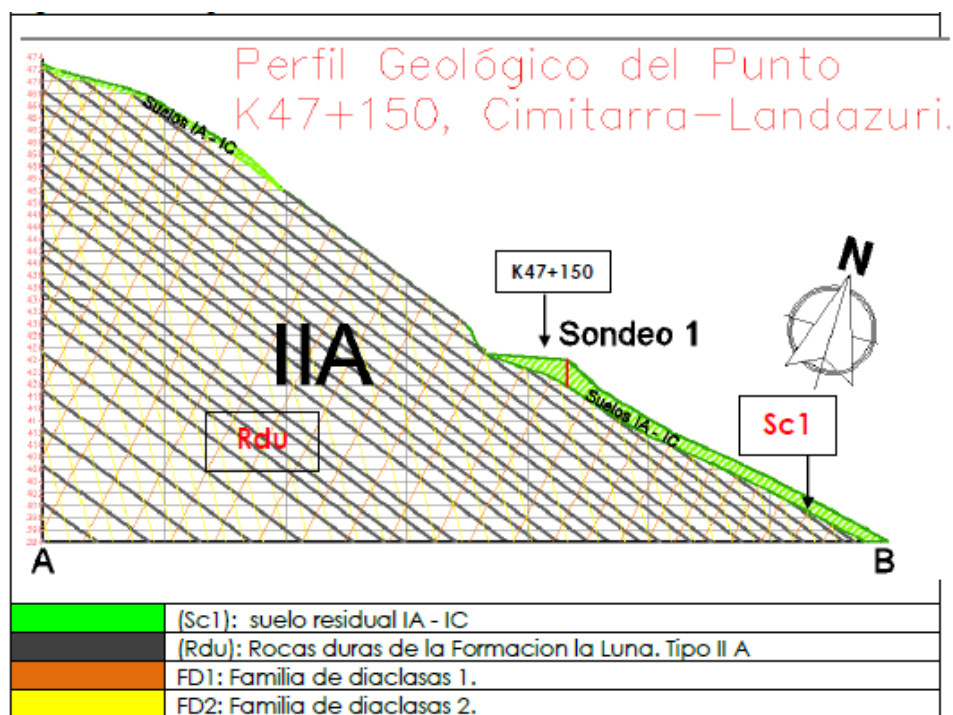
En el sector de estudio K47+100 hasta el K47+220 la formación Umir se presenta desde el K47+100 del eje vial de la troncal del carare (Figura 11), y se observa formando una superficie estructural plana a ligeramente onduladas, con un ángulo de buzamiento de 35°, formando una ladera de pendiente mayor del 35%, y suprayaciendo a esta capa estructural se observa una capa de hasta 2.00 metro de espesor de suelo residual y depósitos coluviales activos y recientes (Figura 12).

Figura 11. Plano Geológico Ubicación Km 47+150



Fuente: Fragmento de Mapa Geológico y Geomorfológico.

Figura 12. Perfil Geológico Local Km 47+150, Transversal del Carare



Fuente: Mapa Geológico y Geotécnico.

El perfil trazado en el punto de estudio K47+150, muestra la ubicación de las capas, la dirección de los planos de diaclasas con un rumbo NE, y la dirección de la estratificación NW y con un buzamiento NE; los datos registrados muestran esta tendencia y un ángulo de buzamiento de 35°.

El eje de la vía se encuentra paralelo a la orientación del rumbo de las capas del macizo rocoso.

El espesor observado del suelo residual y depósito coluvial es de aproximadamente 2.00 metros, y se encuentra parcialmente cubierto por vegetación.

Tabla 1. Clasificación Genética de las Unidades de Suelo.

<b>ORIGEN-MECANISMO</b>	<b>NOMBRE DE LOS DEPÓSITOS</b>	<b>NOMBRES DE LAS GEOFORMAS</b>
<b>Residual</b>	Suelo Laterítico y Suelo Saprolítico	No tienen un nombre en particular
<b>Aluvial Transportado</b> –	Aluviones en el lecho o fuera de él	Llanura de Inundación, Barras, Terrazas, Abanicos, Deltas
<b>Eólico-Transportado</b>	Loess y Dunas	Barras, lomas, otras
<b>Glacial Transportado</b> –	Till (no estratificado) Depósitos fluvioglaciales (con alguna estratificación)	Morrenas Eskers y Kames
<b>Volcánico</b>	Tefra: material piroclástico en general	Mantos y coladas de piroclastos Flujos de lodo volcánico y Lahares
<b>De Ladera</b>	De gravedad: depósitos coluviales y flujos	Coluviones y Flujos de tierras
<b>Antrópico</b>	Materiales diversos, naturales o no	Rellenos sanitarios, presas, escombreras y rellenos de disposición

Fuente: Vallejo 2006

En la nomenclatura del mapa de Unidades Geológicas Superficiales, las unidades de suelo residual se identifican con las letras Sr, las de suelo transportado con la letra S y las de suelos antrópicos con Sla. A continuación se presenta la nomenclatura utilizada.

Tabla 2. Unidades Geológicas Superficiales

<b>Suelos de Rocas Sedimentarias</b> (Sr1)	
<b>Unidades de suelo transportado</b>	
<b>Suelos Coluviales</b>	Suelos coluviales recientes (Sco1)
	Suelos coluviales antiguos (Sco2)
Suelos Fluviotorrrenciales	Suelos conos de detritos (Sft1)
Suelos Flujo de escombros	Suelos flujo de escombros antiguos (Sfe1)
	Suelos flujo de escombros recientes (Sfe2)
Suelos Aluviales	Suelos Aluviales de cauce activo (Sa1)
	Suelos aluviales terrazas bajas (Sat1)
	Suelos aluviales terrazas medias (Sat2)
	Suelos aluviales terrazas altas (Sat3)
Suelos llenos Antrópicos SI	Suelos de llenos antrópicos (Sla)

Fuente: Vallejo 2006

Los principales factores geológicos que se analizan y sirven para caracterizar y evaluar los materiales del suelo son: Composición litológica y mineralógica, color, tamaño y forma de los granos (textura), dureza de los granos, consistencia, densidad relativa, estructuras, resistencia a la penetración (penetrómetro de bolsillo), humedad y compacidad (suelos gruesos).

## 6.1. UNIDADES DE SUELO TRANSPORTADO

Dentro de este tipo de materiales, predominan los suelos aluviales derivados de la de las quebradas y son abundantes también los depósitos de ladera o coluviales, algunos de los cuales presentan actividad reciente desarrollando movimientos en masa:

Suelos Coluviales Activos (SCO1) e Inactivos (SCO2)

Los coluviones son masas de materiales sueltos y heterogéneos, de suelos y/o fragmentos de roca angulares a subangulares, depositados por la gravedad, lavado de la lluvia o movimientos en masa (INGEOMINAS, 2007). Se caracterizan por ser materiales clasto-soportados o matriz soportados según el origen de los sedimentos, su tamaño de grano varía desde grava (diámetro 1,0 cm) hasta bloques de 0,8 m de diámetro, con consistencia muy baja a baja en coluviones recientes y media a alta en coluviones antiguos y meteorización intermedia a alta. Su composición litológica depende de la fuente de origen.

Los coluviones activos se asocian a depósitos de ladera, a movimientos en masa que presentan actividad o han tenido movimiento en épocas recientes. Son no consolidados, permeables, con fragmentos poco alterados, susceptibles a ser erosionados y a generar nuevos movimientos en masa. Los suelos coluviales activos se caracterizan por su consistencia moderada y no han presentado movimientos recientes. En el del fallo esta relacionados con los movimientos que se han presentado provenientes del nudo sísmico de Bucaramanga y de la Mesa de los Santos.

## 6.2. UNIDAD DE SUELOS RESIDUALES

### Suelo Residual de la Formación Umir (KSu)

Descrita por L Huntley (1968). La localidad tipo se encuentra en la quebrada Umir al oriente del cerro del mismo nombre en Santander. Consta de Shales grises negros, carbonosos, micáceos, con concreciones ferruginosas, lutitas grises a gris oscuras, carbonosas, con nódulos ferruginosos; intercalaciones de areniscas y limolitas, grises, carbonosas y micáceas. También es común la presencia de capas explotables de carbón de 0.60 a 5.00 m de espesor. El ambiente de su depositación es nerítico, su espesor se ha calculado entre 1000 y 1400 m. La formación Umir descansa en discontinuidad estratigráfica sobre el miembro Galembó de la formación La Luna. El contacto con la suprayacente formación Lizama es concordante. Los foraminíferos estudiados por varios autores, determinan una edad Campaniano – Maestrichtiano. Esta unidad se correlaciona con la formación Colón-Mito Juan de la cuenca del Catatumbo-Maracaibo. La unidad está conformada por lutitas blandas de color gris oscuro a gris verdoso, con capas delgadas limolíticas y mantos de carbón en la parte superior. El interés económico de esta unidad radica en la presencia de mantos de carbón y de posibles acumulaciones de gas e hidrocarburos, dadas las características sedimentológicas, de porosidad y las estructuras que pueden entrapar estos recursos.

La unidad está presente en una extensión de 23 km<sup>2</sup> en las dos márgenes del Río Chucurí, suprayacida por el depósito aluvial formado por tal corriente, en el sector occidental de San Mateo y el oriente de la vereda Sogamoso.

Fotografía N. 3 Transición de Roca Meteorizada a Suelo Residual.



Fuente: Panorámica, Diego Diaz.

Fotografía N. 4 Unidades de Roca Fracturada.



Fuente: Torres Ingeniería.

Corresponden básicamente a roca sedimentaria caliza lodosoportada de tipo mudstone con algunas laminillas de calcita plano paralelas inclinadas.

### 6.3. GEOMORFOLOGÍA

Las geofomas producidas en la zona de estudio en su mayoría son producto del régimen estructural en el que se encuentra, es decir sus patrones de drenaje y demás obedecen casi siempre estas orientaciones principales, ejemplo la disposición de los estratos, muchos de los deslizamientos sobre la vía son producidos principalmente por la disposición de estas capas con respecto al corte vial, a continuación se describirá este aspecto a partir de diferentes factores como (morfometría, morfogénesis y morfodinámica).

### 6.4. MORFOMETRÍA

El aspecto morfométrico evalúa el terreno en términos cuantitativos aplicado en la identificación de las pendientes del área de estudio, el contraste del relieve, la inclinación, longitud y forma de la ladera.

Para este estudio se elaboró un mapa de pendientes a escala 1:250 mediante la interpolación de curvas de nivel cada 2.00 m, teniendo en cuenta el rango de pendientes propuesto por el INGEOMINAS 2001.

Fotografía N. 5 Geomorfología del Sector.



**Fuente:** Imagen 3D Google Earth.

Fotografía N. 6 Geomorfología del Sector.



Fuente: Torres Ingeniería.

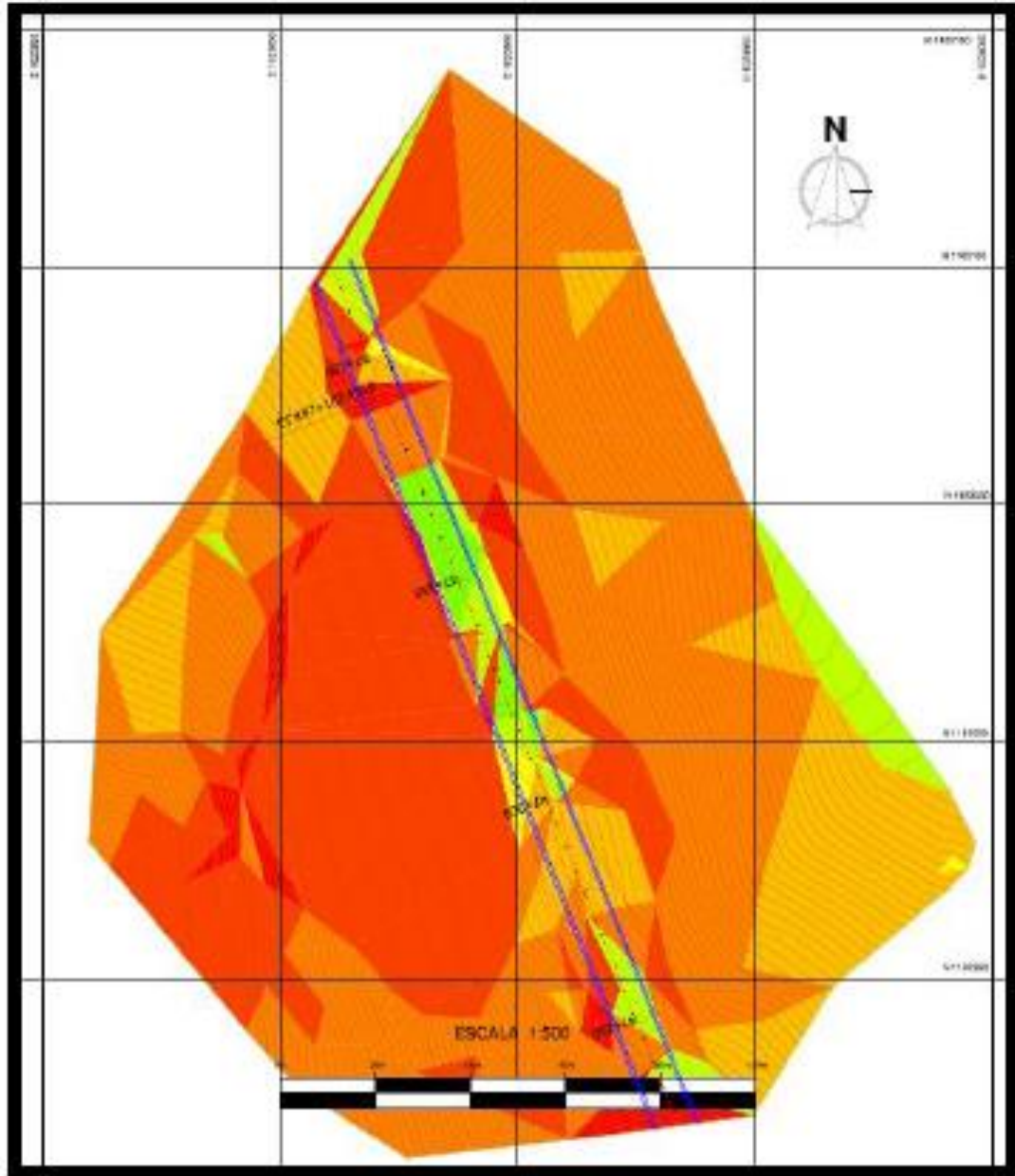
Terreno de pendiente moderada a alta. La zona a estudiar posee pendientes que varían entre 40° a 65° aproximadamente.

Figura 7. Rango de Pendientes

INTERVALOS DE PENDIENTES (según ingeominas 2001)				
ID	MÍNIMA	MÁXIMO	IDENTIFICACION	
1	0°	2°	PLANA	
2	2°	10°	LIGERAMENTE INCLINADA	
3	10°	18°	MODERADAS	
4	18°	26°	MODERADAMENTE EMPINADA	
5	26°	34°	EMPINADAS	
6	34°	42°	MUY EMPINADAS	
7	> 42°		ESCARPES	

Fuente: Torres Ingeniería.

Figura 13. Mapa de Pendientes



Fuente: Torres Ingeniería.

La zona de estudio hacia la parte Este de la vía presenta laderas longitudinales con pendientes entre  $18^\circ$  a  $34^\circ$  es decir pendientes entre moderadamente empinada a empinadas.

Hacia la parte Oeste de la de la vía se observa laderas con pendientes entre  $10^\circ$  a  $42^\circ$  es decir pendientes moderada a muy empinadas y hacia la parte alta en las zonas donde se

observa el perfil de coluvión escarpada producto de los continuos desprendimientos de suelo.

### 6.5. MORFOGÉNESIS

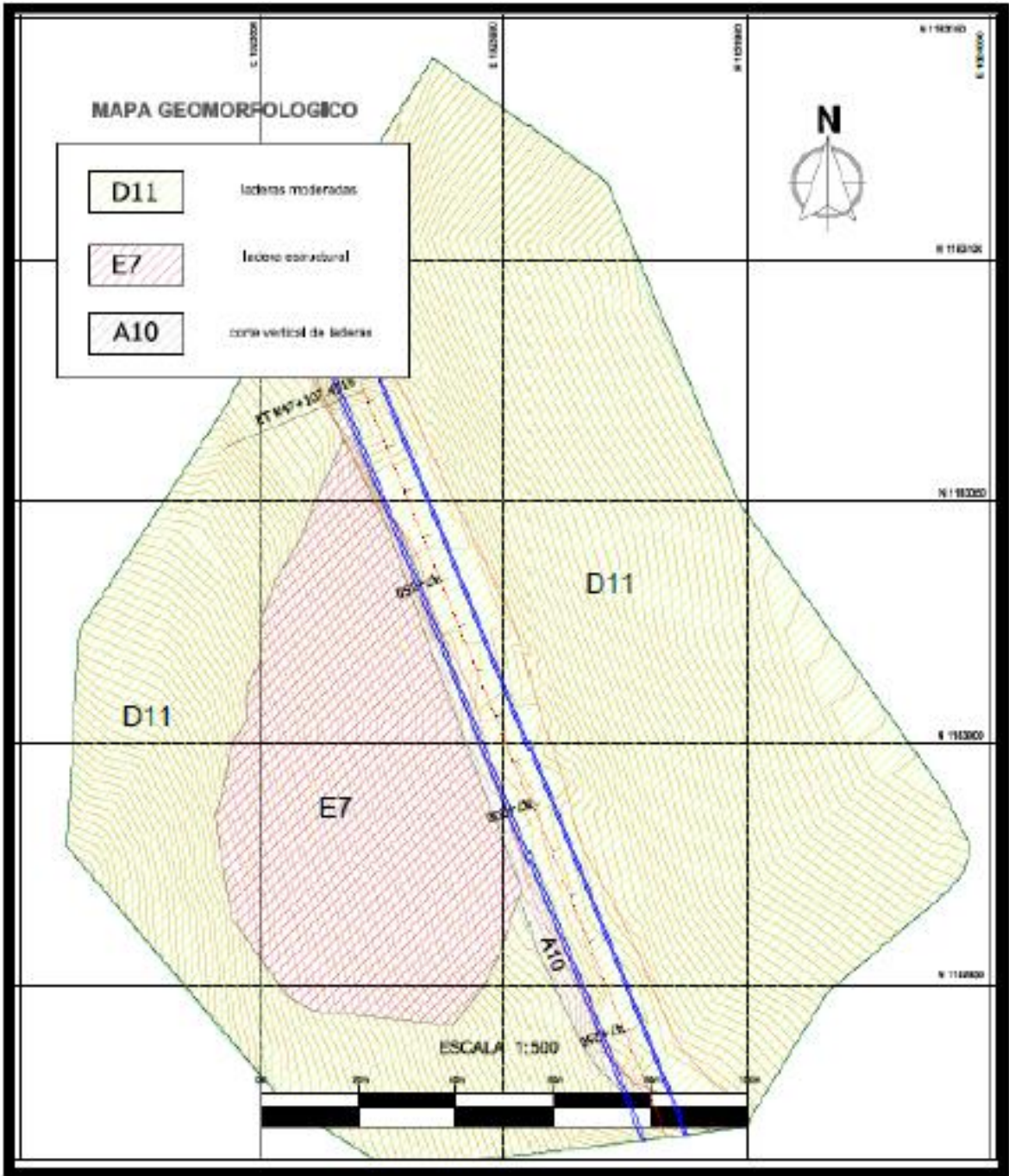
Corresponde a la descripción de las formas del terreno por sus cualidades morfogénicas, litológicas y morfométricas. Las unidades morfológicas se agrupan según su génesis en: formas de origen denudacional, formas de origen denudacional - estructural y formas de origen fluvial. La clasificación e identificación de estas unidades se hizo siguiendo los parámetros establecidos por el International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences, según Van Zuidam & F. I. Cancelado, (1979). Según la clasificación del ITC de Holanda y la morfología de la zona de estudio, se definen las siguientes unidades, las cuales están resumidas en la siguiente tabla y posteriormente definidas con sus características.

Tabla 3. Unidades Morfogénicas

CODIGO	UNIDAD
<b>ORIGEN DENUDACIONAL</b>	
D11	LADERAS MODERADAS
<b>ORIGEN ESTRUCTURAL-DENUDACIONAL</b>	
E7	LADERA ESTRUCTURAL
<b>ORIGEN ANTROPICO</b>	
A10	CORTE VERTICAL DE LADERAS

Fuente: International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation (ITC)- Holanda

Figura 14. Mapa Geomorfológico



Fuente: Torres Ingeniería.

## 6.6. UNIDADES DE ORIGEN DENUNDACIONAL

Estas geoformas están relacionadas con los procesos denudacionales normales que se presentan en zonas de clima tropical; caracterizadas por erosión, depositación y movimientos en masa. Se pueden clasificar de acuerdo con la pendiente en sub-horizontales e inclinadas. Estas geoformas se originan por la influencia de la actividad tectónica sobre rocas y suelos, generando expresiones en el terreno que se combinan con los procesos denudacionales.

### LADERAS MODERADAS (D11).

Laderas onduladas con pendientes inclinadas entre 10° y 40°. Por lo general presentan buena cobertura vegetal.

Este sector presenta unas capacidades físicas según el sondeo 1 de una roca tipo IA - IC con un porcentaje de recobro del 33% y valores de RQD del 0%.

Fotografía N. 7 Laderas Moderadas D11



Fuente: Torres Ingeniería.

### LADERAS MODERADAS (D11).

Son geoformas producidas por los procesos denudacionales pero que a su vez son regidas por los patrones estructurales en las rocas que la conforman como plegamientos, fallas, diaclasas, planos de estratificación entre otros.

### LADERA ESTRUCTURAL (E7)

Superficie natural inclinada del terreno, formada por capas o planos de discontinuidad (foliación, diaclasamiento, estratificación, etc.), ubicados en el mismo sentido de la pendiente en la siguiente figura se observa una ladera formada por la orientación de las capas y los procesos erosivos.

Este sector presenta unas capacidades físicas según el sondeo 1 de una roca tipo IIA con un porcentaje de recobro del 33 al 40% y valores de RQD del 14%.

Fotografía N. 8 Laderas Estructural E7



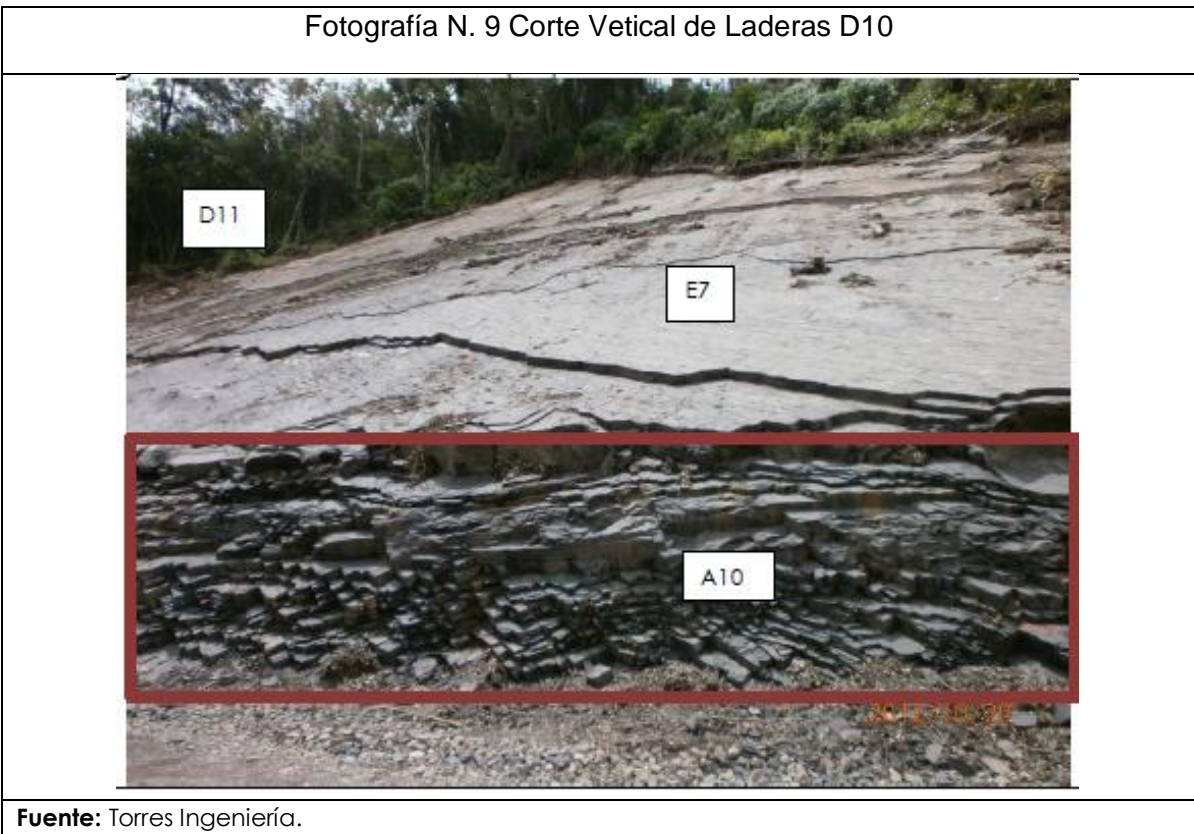
Fuente: Torres Ingeniería.

### UNIDADES DE ORIGEN ANTRÓPICO

Estas geoformas son originadas como resultado de la intervención del hombre sobre el terreno; en la mayoría de los casos con el objetivo de realizar obras de ingeniería o explotación de recursos.

### CORTE VERTICAL DE LADERAS (A10).

Taludes que han sido cortados en forma vertical, especialmente para el paso de vías de comunicación u otro tipo de infraestructura como estaciones de combustible, entre otras.



### 6.7. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Este sector de la geología regional presenta una geología compleja, conformada por una secuencia de estructuras anticlinales y sinclinales fracturadas por fallas de tipo inverso, y han puesto en contacto las rocas de la Formación La Luna y la Formación Umir en un contacto fallado, la geología regional presenta una falla local la cual se encuentra

ejerciendo influencia directa en las capas que conforman el macizo rocoso del sector en estudio, esta falla presenta una orientación de N62E, y es de tipo inverso.

El trazado planteado para la vía en este punto en particular se encuentra con una orientación paralela al rumbo de las capas de la roca, y estas se encuentran cortadas de forma perpendicular.

Para este análisis se realizaron la toma de datos de rumbo de las capas y direcciones de familias de diaclasas principalmente en dos direcciones, tomaron datos en cuatro puntos de interés ubicados al costado derecho del corredor vial y de este con sentido hacia el municipio de Landázuri.

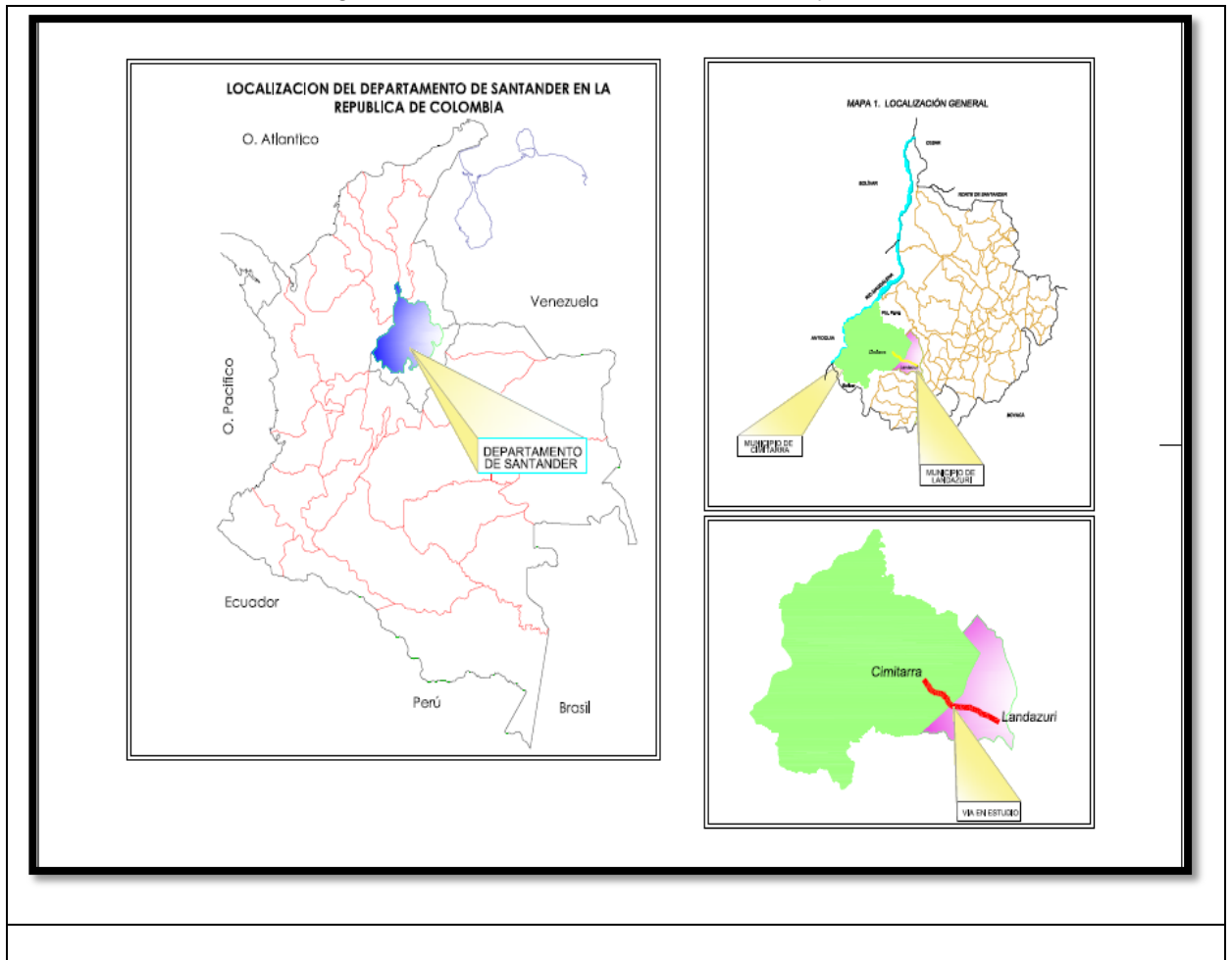
La complejidad estructural de este sector el cual se caracteriza por ser una secuencia de fallas de carácter inverso las cuales han producido fenómenos de remoción en masa desde su periodo como erogénico y es un componente de interés, ya que la deformación y el desplazamiento producido por esta sobre el macizo rocoso, genera desplazamiento y debilidad estructural en las obras civiles.

## 7. DESCRIPCIÓN DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS

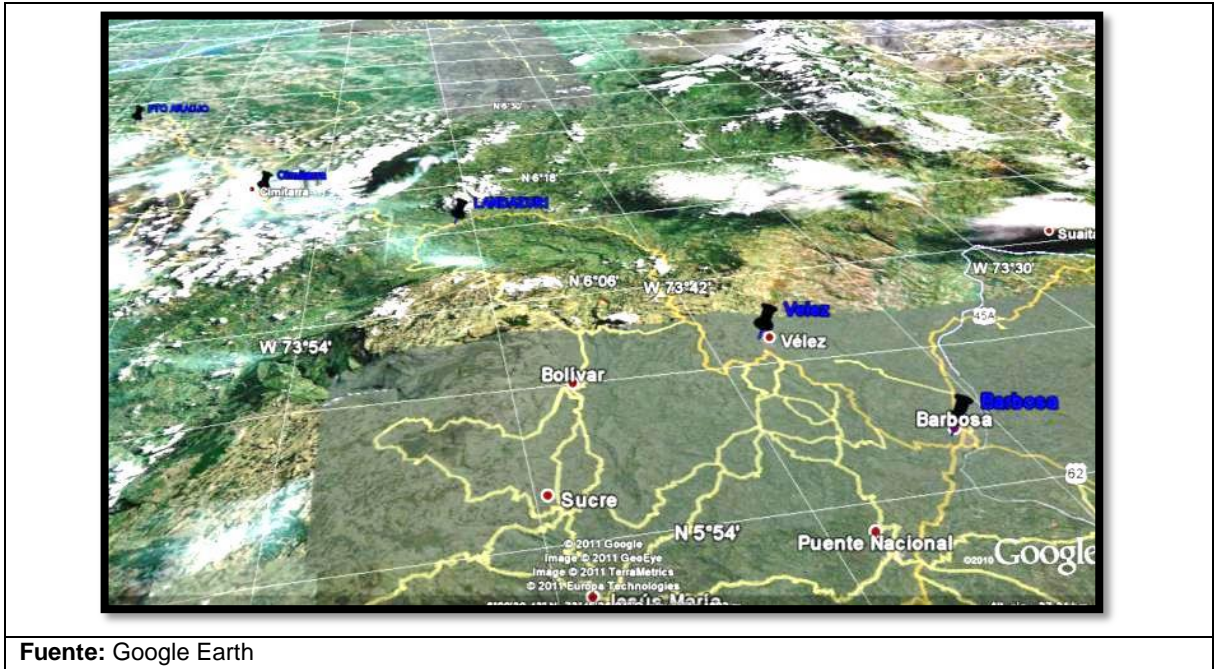
### 7.1. LOCALIZACION

El sitio ubicado en el K 47 + 150 sobre la transversal del Carare se encuentra entre los municipios de Cimitarra y Landázuri, en el departamento de Santander

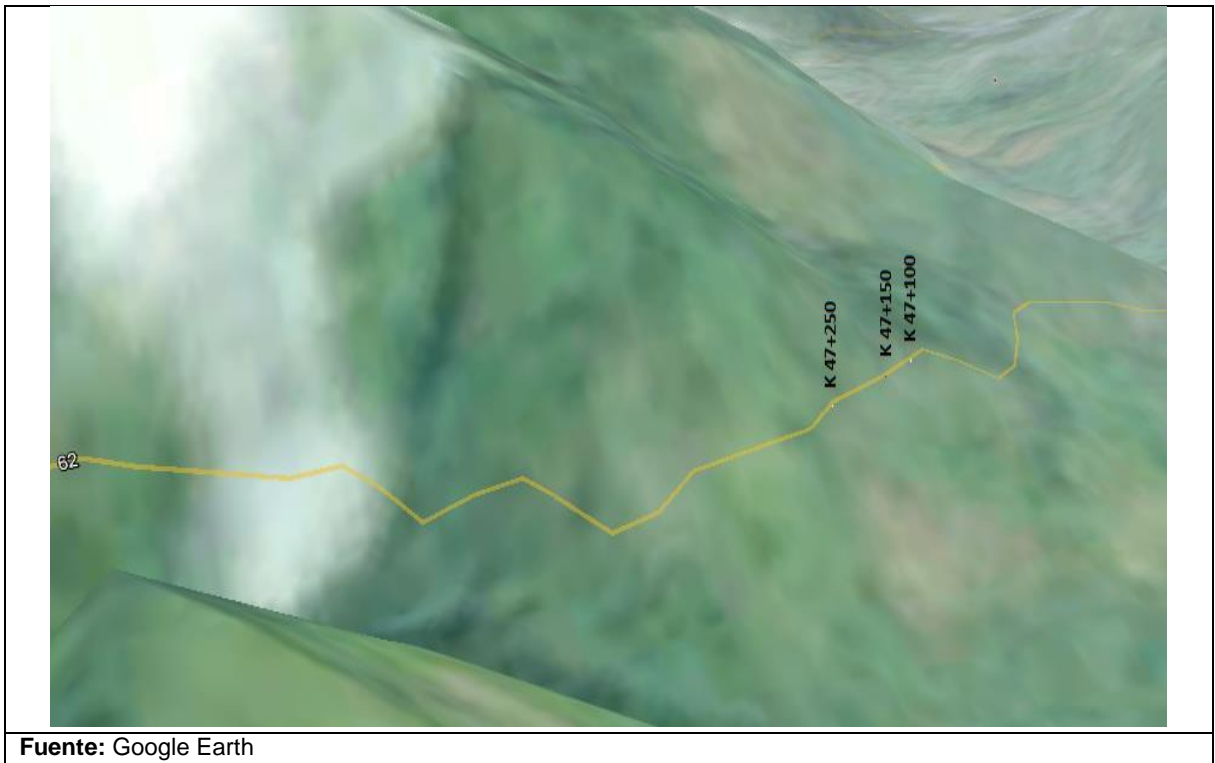
Figura 15. Localización General del Proyecto



Fotografía 10. Vista Aérea de la Transversal del Carare



Fotografía 11. Vista de la Transversal del Carare



## 7.2. EXPLORACIONES DE CAMPO

- Exploración Geológica
- Se realizó un sondeo a rotación en el sitio inestable, donde se deben proyectar estructuras de contención. El sondeo se realizó con equipo de roto-percusión, en donde se extrajo muestras de roca para analizarla en el laboratorio mediante el ensayo de compresión inconfínada, clasificación del macizo rocoso y demás.
- Se realizó una línea de refracción sísmica de 115.00 metros de longitud a lo largo del eje central de la vía.

### 7.2.1. EXPLORACIONES DE CAMPO TIPO SPT

Registro fotográfico de la Exploración realizada

A continuación se puede observar un registro fotográfico de los trabajos realizados en el sector en estudio.

Fotografía 12. Sondeo No. 1



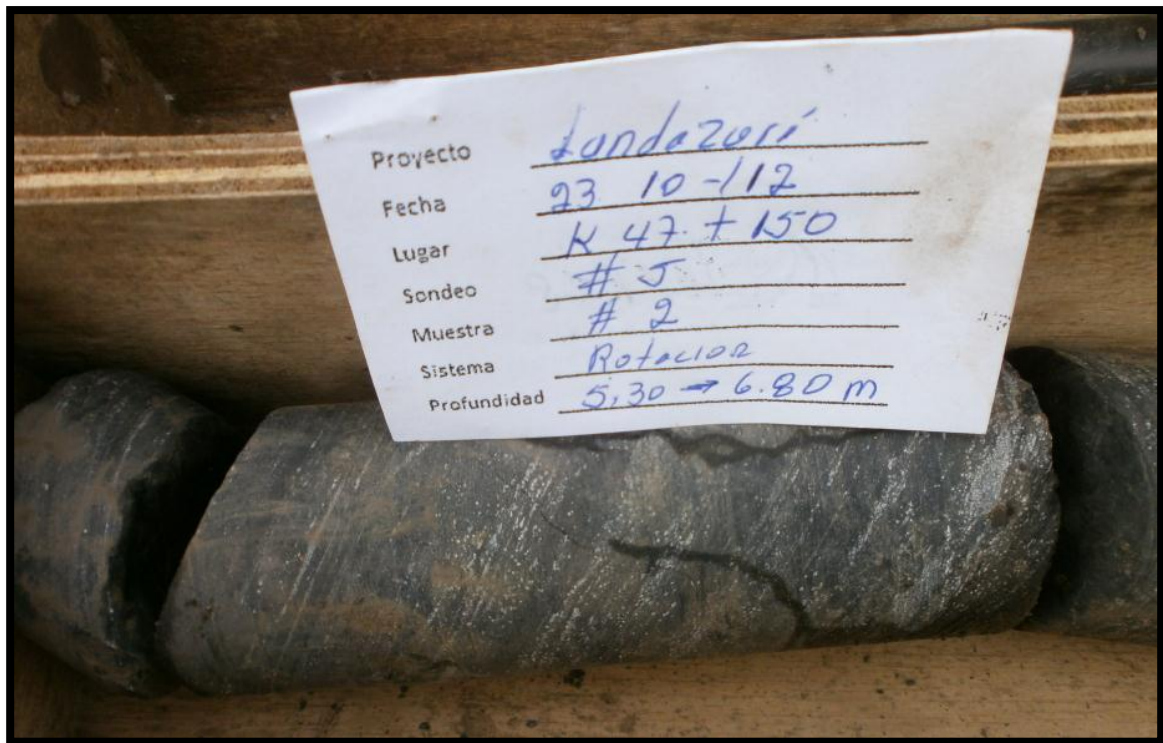
**Fuente:** Torres Ingeniería.

Fotografía 13. Sondeo No. 1 – Muestra No. 1 (Detalle rotación)



Fuente: Torres Ingeniería.

Fotografía 14. Sondeo No. 1 – Muestra No. 2 (Detalle rotación)



Fuente: Torres Ingeniería.

### Descripción Visual Muestras Recuperadas en Campo

En este capítulo se puede encontrar en detalle una descripción de cada muestra recuperada en campo, donde se especifica el tamaño de grano, forma de los individuos, consistencia, calibrado, humedad, plasticidad y la proveniencia de los sedimento, todo a partir de una descripción visual.

A continuación se realizan las descripciones para cada sondeo realizado en el sector en estudio.

Figura 16. Sondeo 1 – Muestra 1.



ESTUDIOS, DISEÑOS, GESTION SOCIAL, PREDIAL, AMBIENTAL Y MEJORAMIENTOS DEL PROYECTO TRANSVERSAL DEL CARARE

Sondeo No.1  
47+150  
ROTACIÓN



**CIMITARRA**

4.3 [m]  
**LANDÁZURI**

Roca sedimentaria cáliza lodosoportada de tipo mudstone con algunas laminillas de calcita de forma plan **K 47+150** linadas. Esta roca tiende a fracturarse por los planos de estas láminas de calcitas.  
Se recuperó de muestra 33%. RQD = 0%.

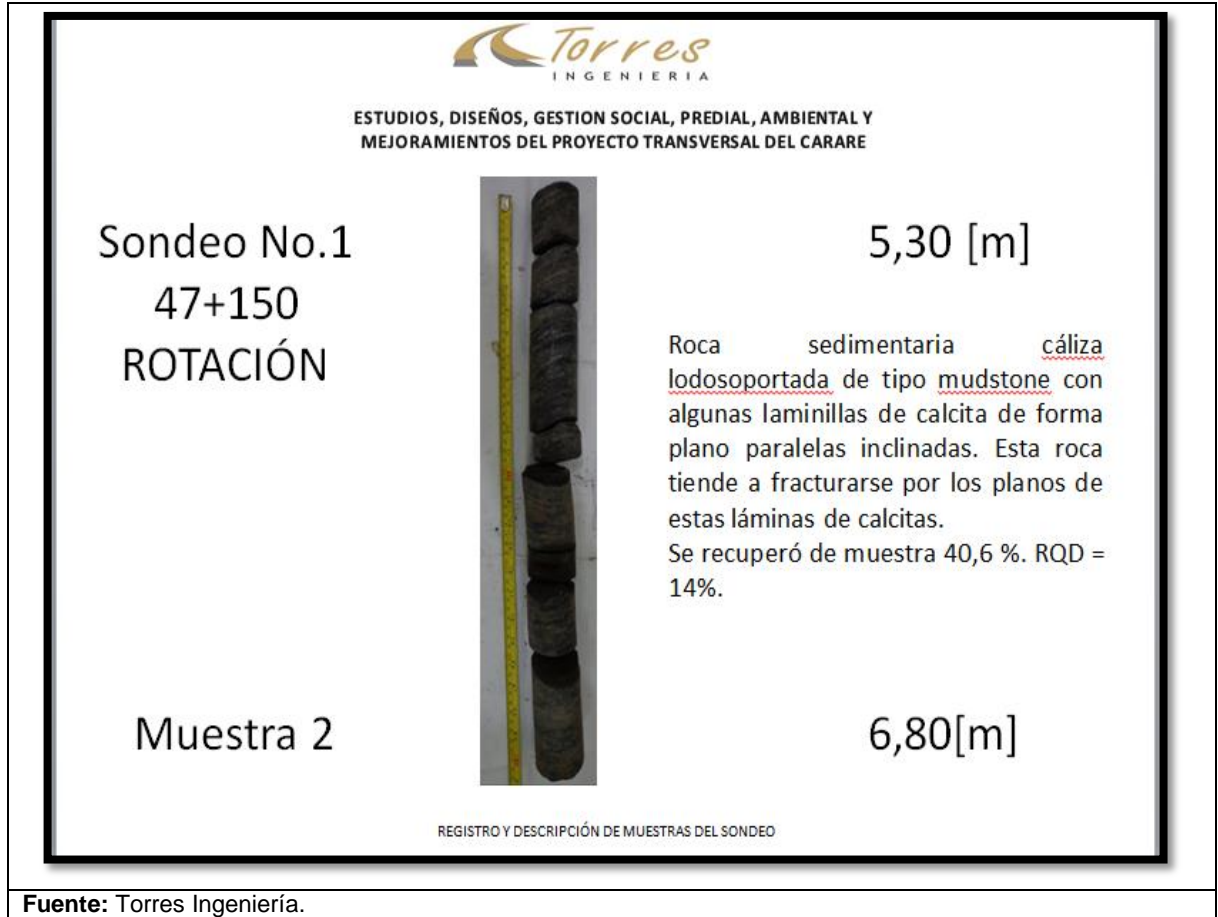
Muestra 1

5,30 [m]

REGISTRO Y DESCRIPCIÓN DE MUESTRAS DEL SONDEO

**Fuente:** Torres Ingeniería.

Figura 17. Sondeo 1 - Muestra 2.



### 7.2.2. Refracción Sísmica

El estudio sísmico de refracción se llevó a cabo con el sismógrafo ES-3000. Un sistema de Ordenador portátil (LAPTOP) que se conecta a la caja de adquisición, que se utiliza para controlar el sistema de registro de los datos.

Una batería de 12 V como fuente para la caja de adquisición y una placa de acero con un martillo de 16 Lb con los cuales se genera una señal buena captada por los geófonos.

Se usa el Seismodule Controller Software (SCS) para la adquisición de los registros de las señales captadas por los geófonos, este programa viene como parte del paquete enviado por GEOMETRICS en la compra del equipo SISMOGRAFO ES-3000.

- **ESPECIFICACIÓN DEL SISMÓGRAFO ES-3000, (Tomado Geometrics ES-3000 Specifications)**

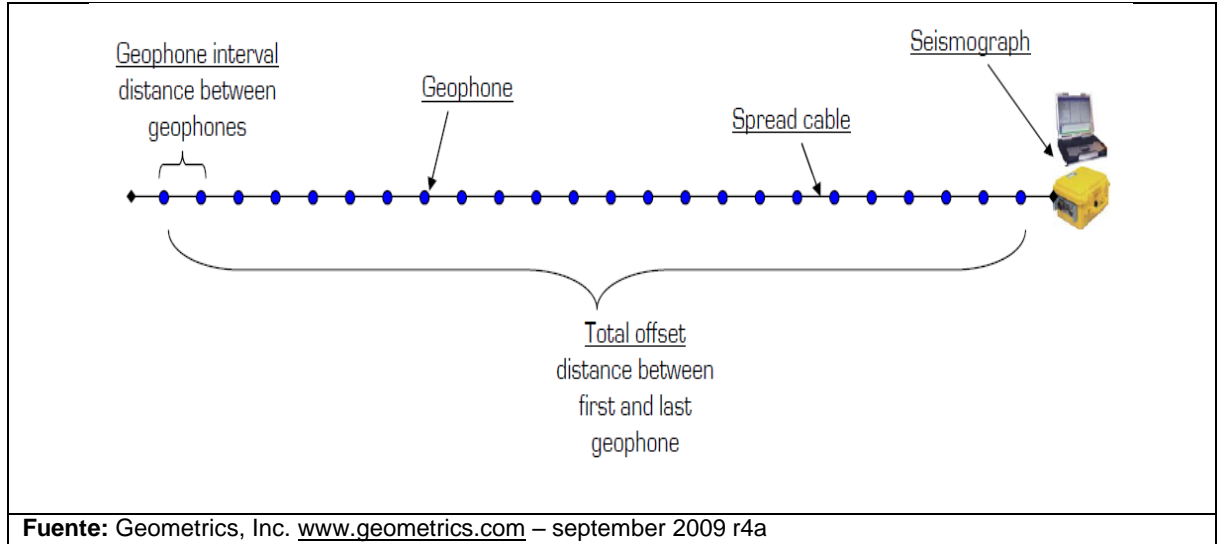
- ✓ **Configuración:** Seismodule de 8 ó 12 canales impermeables para despliegue en campo. Seismodule ES-3000 es operado desde Windows TM 98/NT4/ME/ 2000/XP basado en PC's. el sistema incluye ES-3000 OESperating Software (ESOS) con el software opcional software para sensor de vibración, explosivos y monitoreo de terremotos.
- ✓ **Software del sistema:** el software de operación básico (ESOS) incluye un complemento completo de adquisición, filtrado, graficas, y funciones de almacenamiento.
- ✓ **Convertidor A/D:** resulta al usar un Semiconductor de 24-bit Crystal sigma-delta convertidor propiedad de geometrics.
- ✓ **Rango Dinámico:** 144 dB (Para el sistema); 110 dB (instantáneo, medido) en 2 ms, 24 dB.
- ✓ **Línea de Prueba:** Un monitor de Ruido en tiempo real nos muestra en la pantalla todo lo captado por el geófono en uso.
- ✓ **Distorsión:** 0.0005% @ 2 ms, 1.75 a 208 Hz.
- ✓ **Ancho de Banda:** 1.75 Hz hasta 820 kHz. 0.6 y DC opción válida para frecuencias bajas.
- ✓ **Almacenamiento de datos:** Se almacenan los datos en formato SEG2.
- ✓ **Rechazo de modo común:** >100dB at  $\leq 100$  Hz, 36 dB.
- ✓ **Interferencias:** -125 dB a 23.5 Hz, 24 dB, 2 ms.
- ✓ **Ruido del suelo:** 0.20 uV, RFI at 2 ms, 36 dB, 1.75 hasta 208 Hz.
- ✓ **Aplicado preciso de disparo:** 1/32 de muestreo por intervalo.
- ✓ **Ambiente:** -30 a 70 grados Celsius. Impermeable y sumergible.
- ✓ **Máxima Señal de salida:** 177 mV2.8V P-P, 24 dB.
- ✓ **Ganacia de preamplificadores:** 24 a 36 dB, seleccionable desde el software.
- ✓ **Impedancia de salida:** 20 kOhm, 0.02 uf.
- ✓ **Filtros Anti-alias:** hasta 3 dB en el 83% de la frecuencia de Nyquist, hasta 90 dB  $\geq$  frecuencia de Nyquist.

#### 7.2.2.1. Metodología

Se realiza un tendido de 24 geófonos espaciados entre sí para una longitud variable dependiendo del sector. Sobre este tendido se realizaron lecturas de ida y vuelta, con disparos separados una distancia aproximadamente de 1.00 m del primer y último geófono.

Se realiza una configuración de tal manera que el primer geófono está ubicado en  $x = -1.00$  m y el último en  $x = + 1.00$  m. La configuración de geófonos y disparos se determinó en campo según la disponibilidad actual del espacio libre para este arreglo experimental.

Figura 18. Distribución de Geófonos



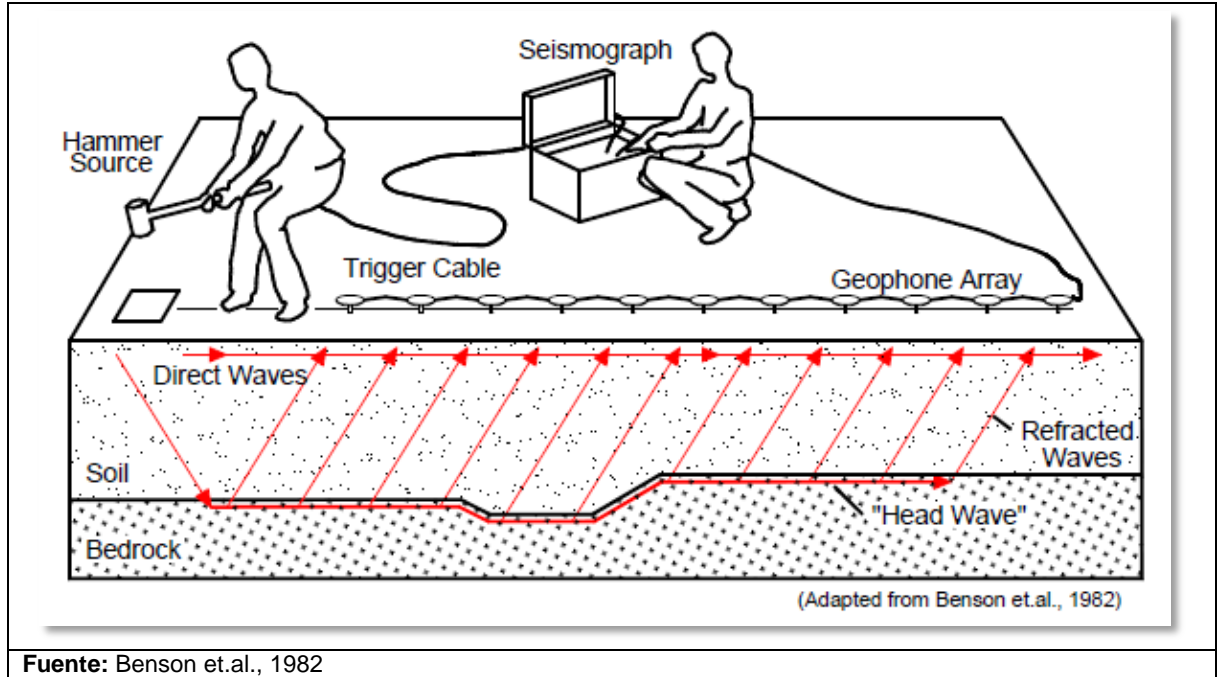
La anterior distribución se realiza teniendo en cuenta el principio físico de la sismica de refracción.

#### 7.2.2.2. Principio físico de refracción sísmica

Una fuente impulsiva crea una sismica de onda (ondas sonoras) que viaja a través de la tierra. Cuando el frente de onda alcanza un nivel de mayor velocidad (por ejemplo, roca) una porción de la energía se refracta, o se dobla, y viaja a lo largo del refractor como "frente de onda" a la velocidad de la refractor (BedRock).

La energía a partir de la propagación de los frentes de onda deja el refractor en el "ángulo crítico" de refracción y vuelve a la superficie, donde su llegada es detectada por una serie de geófonos y registrada en un sismógrafo. El ángulo de refracción depende de la relación de velocidades en los dos materiales (Ley de Snell). Los tiempos de viaje de los impulsos generados por los frentes de onda son captados por cada geófono y registrados en el sismógrafo. De estos tiempos de recorrido podemos calcular las velocidades de cada capa, su profundidad y podemos inferir sus propiedades físicas.

Figura 19. Esquemas para el Método de Refracción Sísmica.



Fuente: Benson et.al., 1982

Para cada sitio inicial y final de disparo se repitieron 3 veces, con lo cual se tienen señales para comparar y mediante inspección del ruido de la señal se tomó la mejor muestra para cada disparo en su respectiva posición.

Cabe anotar que en este sector se hace una excavación con máquinas y personal activo todo el tiempo, además de su cercanía con las vías de acceso y principales, cables de alta tensión y otras fuentes que pueden provocar ruido en nuestra señal captada. Por lo anterior se optan los siguientes parámetros:

**Filtros:** 15Hz y 60Hz, Ambos de baja frecuencia. **Intervalo de muestreo** de 0.25ms; **tiempo de grabación** de 0.25s; **delay** de 0s.

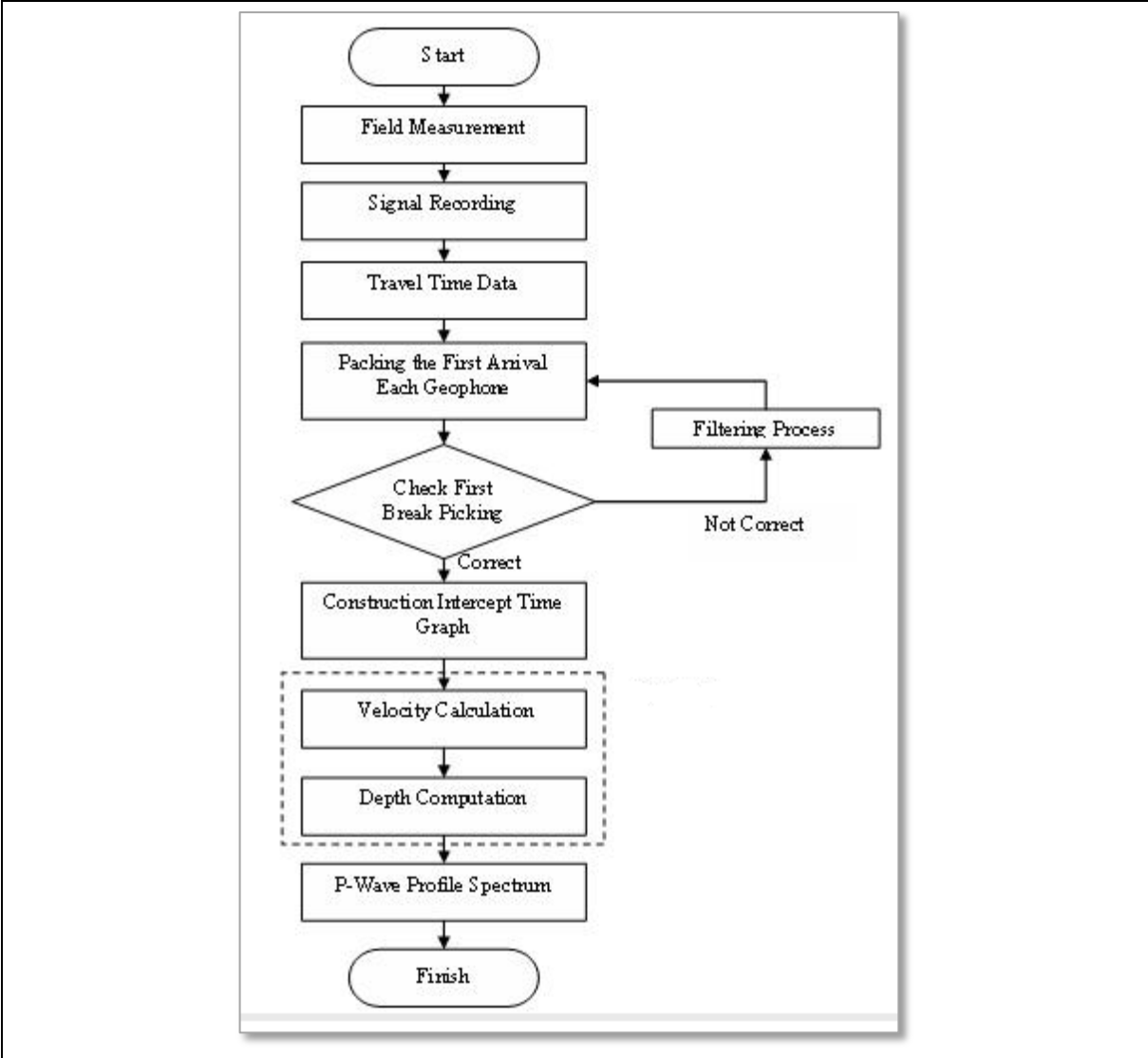
### 7.2.2.3. Procesamiento de Datos

La técnica de procesamiento de los datos sísmicos se explica en la siguiente figura.

Los datos análogos de propagación de la onda sísmica son resultado directo de las mediciones en campo hechas por el equipo.

La unidad de adquisición del sismógrafo transmite datos análogos a los datos digitales. La información importante de estos datos digitales para la sísmica de refracción es la información de las primeras llegadas de las ondas P que se propagan hacia los geófonos.

Figura 20. Diagrama de Flujo para Procesamiento de Datos.



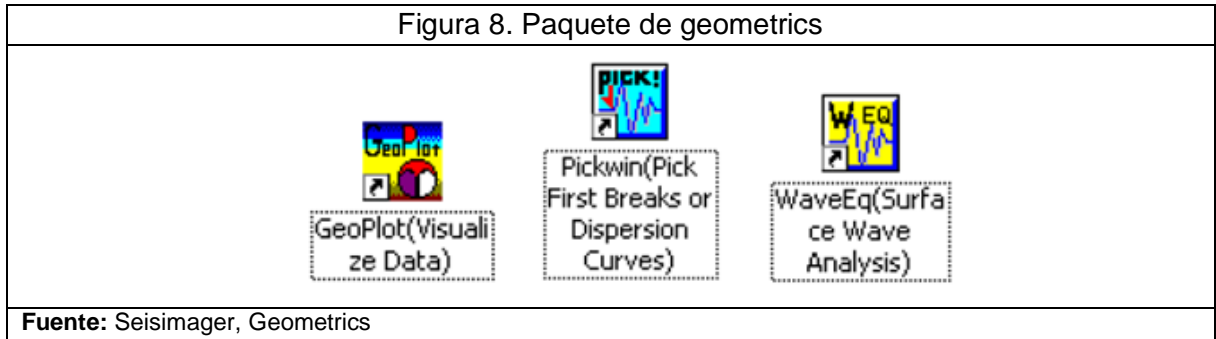
Fuente: Palmer, D., 1986, Refraction Seismics. Geophysical Press

Los datos de tiempo para los primeros arribos en cada geófono se trazan gráficamente relacionando el número del geófono o su posición relativa versus el tiempo de los primeros arribos de las ondas *P* para cada punto de disparo, en nuestro caso son dos puntos de disparo, en la forma habitual de Dromocronas. Con esto se inicia la interpretación y análisis de dicha información.

7.2.2.4. Selección de Primeras Llegadas

La detección de la primera llegada se realiza sobre la base del cambio producido por la señal captada, cuando la traza pasa de contener solo ruido a contener ruido y señal (Boschetti et al. 1996). En el análisis de selección de los primeros arribos, son necesarios

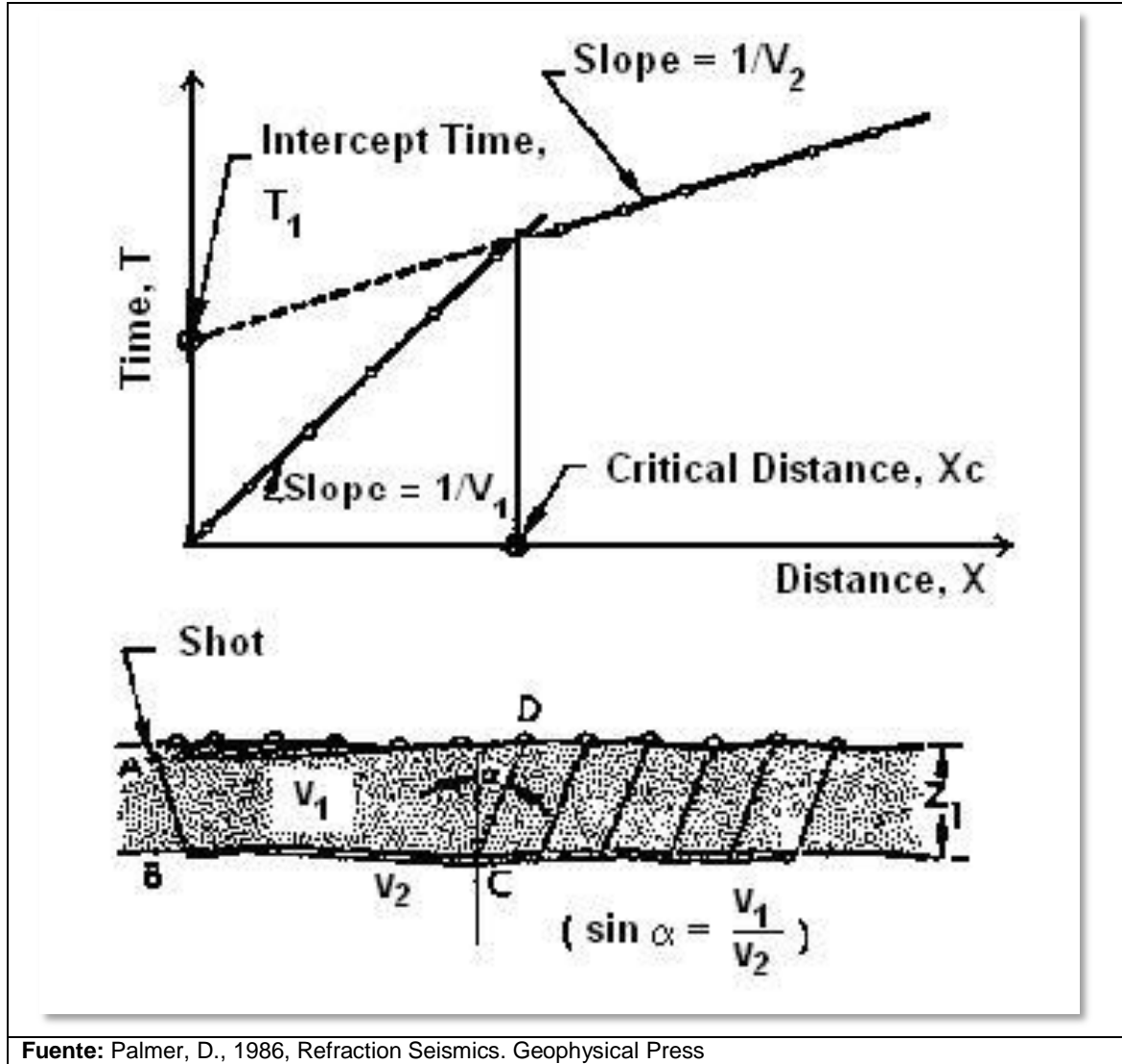
los conocimientos de propagación de las ondas sísmicas con el fin de diferenciar las ondas  $P$  de llegada de la refracción de otras ondas sísmicas como la Rayleigh y las ondas  $S$ . El proceso final es calcular la velocidad de las Ondas  $P$  y el espesor de cada capa en base a los datos de la gráfica Tiempo-recorrido. Para la selección de las primeras llegadas y el posterior análisis se usa el paquete **SEISMAGER** desarrollado por Geometrics. En el cual se usa los módulos Pickwin (Pick First Break or Dispersion Curves), Plotrefa (Refraction Analysis), WaveEq (Surface Wave Analysis).



#### 7.2.2.5. Curvas Camino-Tiempo

Estas curvas son generadas a partir de los tiempos de las primeras llegadas de las ondas, a cada uno de los geófonos, y la distancia o ubicación que hay entre cada geófono y el punto de disparo. Estos tiempos pueden ser obtenidos directamente del sismógrafo, como también es posible imprimir el registro para un análisis detallado, ó descargar los datos del registro a un computador para visualizarlo y realizar la selección, como se. Es posible también usar programas para realizar la selección de manera automática. En la siguiente figura se muestra una curva camino-tiempo y parte de la terminología usada en la sísmica de refracción. En ella se esquematiza la llegada de la onda directa, la onda refractada y los procesos de reflexión.

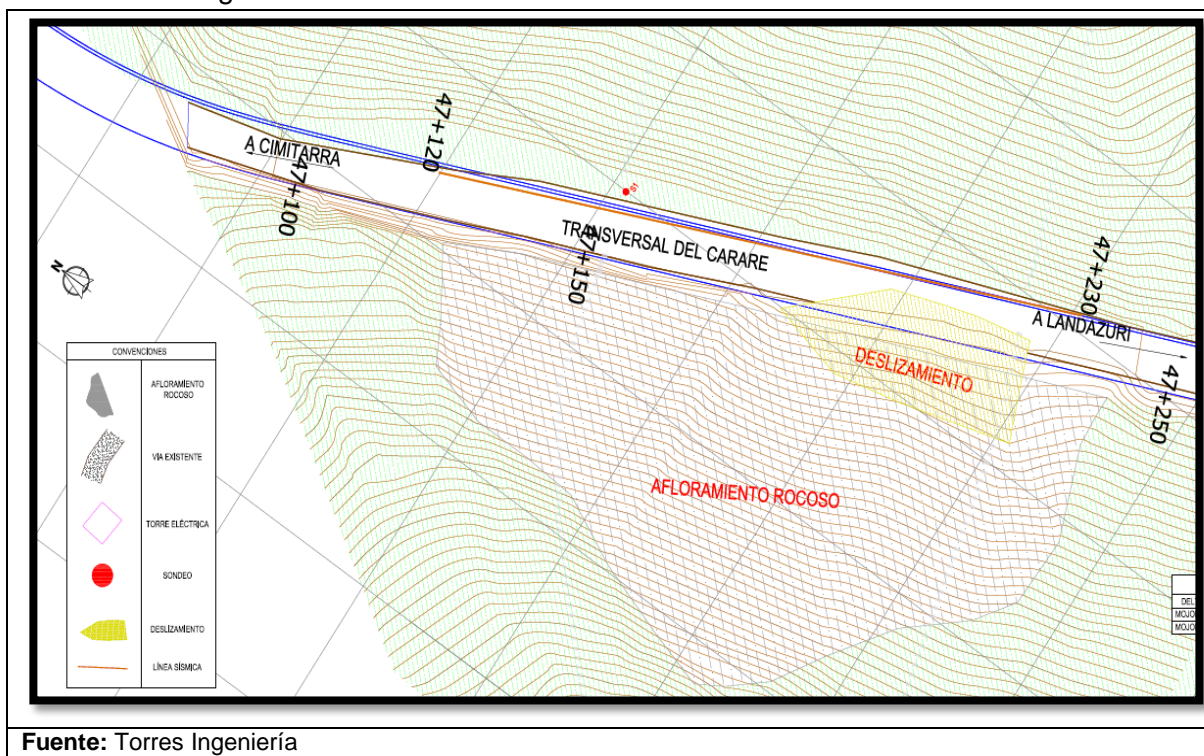
Figura 22. Curva Camino – Tiempo para un Disparo de Refracción.



En la figura anterior se muestra una curva de tiempo-recorrido para un disparo que está a la izquierda del tendido. Las ondas recorren entonces de izquierda hacia la derecha (donde está ubicado el último geófono), la distancia X representa la posición relativa del geófono.

### 7.2.2.6. Línea Sísmica 1

Figura 23. Ubicación en Planta de Línea de Refracción Sísmica.



#### Geometría línea sísmica

Offset = 5.00 m

No. Geófonos = 24

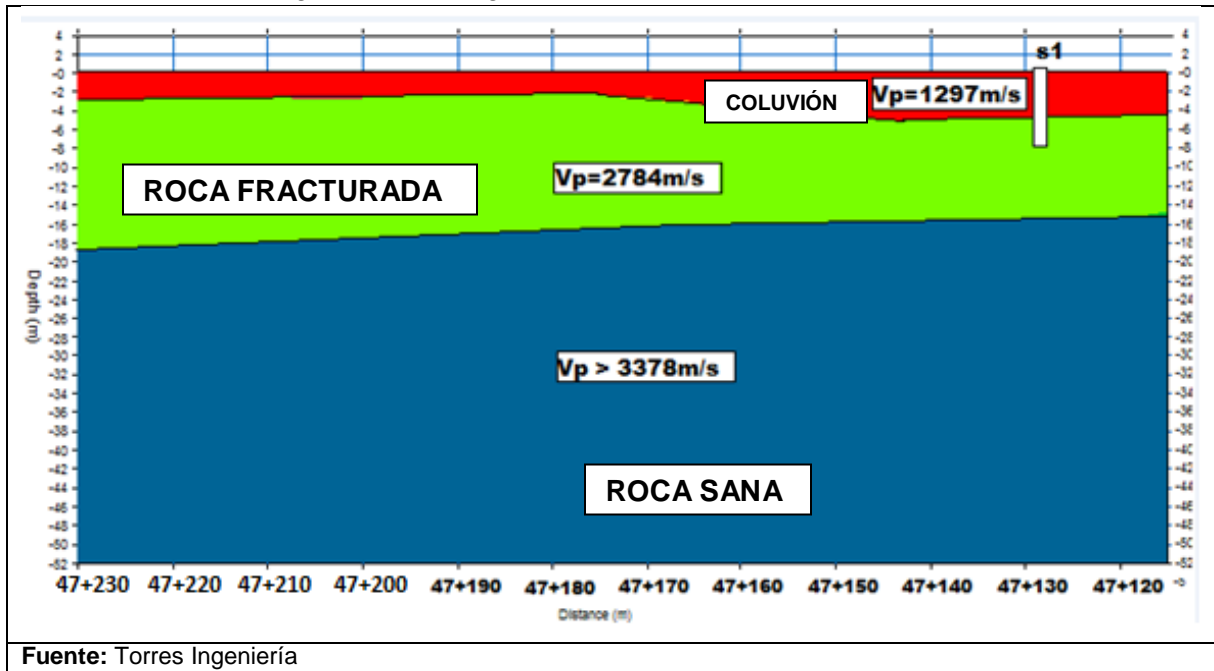
Distancia horizontal = 115.00 m

No. Disparos = 24

La superficie de estudio es plana sin variaciones considerables.

### 7.2.2.7. Tomografía línea sísmica 1

Figura 24. Tomografía Línea de Refracción Sísmica.



La tomografía del terreno, indica tres capas claramente diferenciables y concordantes entre sí, una de ellas indica que la aparición de la roca fracturada (color verde) se encuentra en promedio a una profundidad que varía entre 2.00 y 19.00 metros. El estrato anterior (color rojo), corresponden a suelos muy sueltos, a una profundidad del coluvión que varía entre 0.00 metros y hasta 2.00 metros. La roca sana se presenta a partir de los 19.00 metros de profundidad.

## 8. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

### 8.1. PARAMETROS GEOTECNICOS

En el presente capítulo se pretende establecer criterios y parámetros de diseño para la construcción de las obras de mitigación, que se ajusten realmente al comportamiento de las obras.

#### 8.1.1. Resumen ensayo SPT

Tabla 4. Resumen N<sub>spt</sub>

H (m)	Golpes			Cd	Ce	N <sub>cor</sub>	q <sub>a</sub> (T/m <sup>2</sup> )
	6"	12"	18"				
0-0.5	APIQUE			1.6	0.9	0.0	0
0.5-1	2	1	1	1.6	0.9	2.9	3
1-1.5	1	2	1	1.6	0.9	4.3	5
1.5-2	1	1	1	1.5	0.9	2.7	3
2-2.5	0	2	1	1.35	0.9	3.6	4
2.5-3	2	1	1	1.35	0.9	2.4	3
3-3.5	1	1	1	1.2	0.9	2.2	2
3.5-4	2	1	2	1.2	0.9	3.2	4

Fuente: Torres Ingeniería.

#### 8.1.2. Clasificación de los suelos

Para la mayoría de los proyectos se debe definir una de las propiedades básicas del suelo que se determinan a partir investigación y pruebas de laboratorio:

- Clasificación del suelo (arcillas inorgánicas y alguna poca grava);
- Análisis de tamizado (suelos cohesivos),
- Contenido de finos (suelos mixtos finos y de grano grueso)
- Humedad natural (en su mayoría se encuentran en estado húmedo)
- Límites de Atterberg (suelos alto índice de plasticidad Probabilidad de suelos expansivos)
- Contenido de materia orgánica (suelo inorgánico).

Tabla 5. Resumen Pruebas para Clasificación de Suelos

**Muestra 1**

Profundidad: De 1 a 2 m

RESULTADOS		CLASIFICACIÓN	
Límite líquido	52.53%	Índice de Grupo	16
límite plástico	31.93%	A.A.S.H.T.O.	A-7
Índice de plasticidad	20.60%	S.U.C.S.	CH
Gravas	1.96%		
Arenas	26.26%		
Finos	71.78%		

**Muestra 2**

Profundidad: De 2 a 3 m

RESULTADOS		CLASIFICACIÓN	
Límite líquido	54.68%	Índice de Grupo	14
límite plástico	37.01%	A.A.S.H.T.O.	A-7
Índice de plasticidad	17.67%	S.U.C.S.	CH
Gravas	1.97%		
Arenas	26.78%		
Finos	71.25%		

**Muestra 3**

Profundidad: De 3 a 4,3 m

RESULTADOS		CLASIFICACIÓN	
Límite líquido	52.48%	Índice de Grupo	3
límite plástico	23.93%	A.A.S.H.T.O.	A-2-4
Índice de plasticidad	28.55%	S.U.C.S.	GM
Gravas	35.59%		
Arenas	31.11%		
Finos	33.30%		

Fuente: Torres Ingeniería.

## 8.2. PRUEBA DE REFRACCIÓN SÍSMICA

A partir de los ensayos Geofísicos resulta el siguiente perfil en función de las velocidades de onda P.

La tomografía del terreno, indica tres (3) capas claramente diferenciables y concordantes entre si.

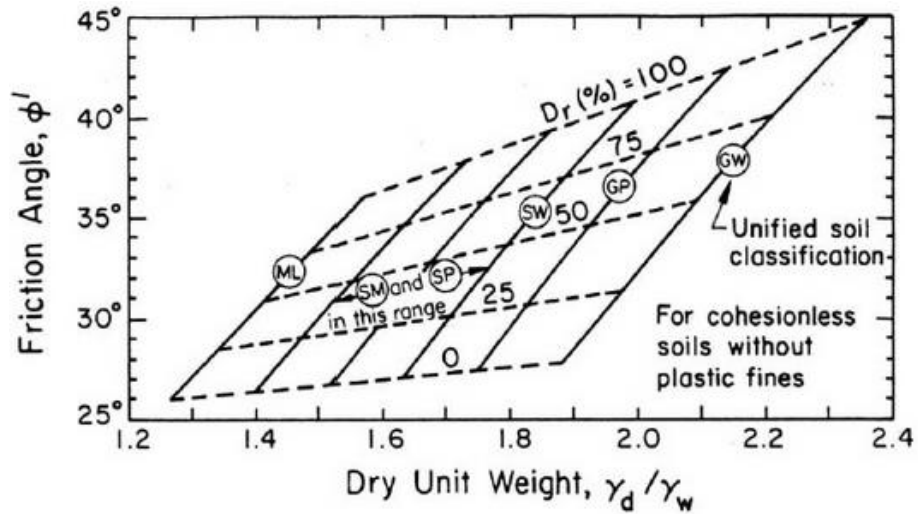
Indica que la aparición de la roca fracturada (color verde) se encuentra en promedio a una profundidad que varía entre 2.00 y los 19.00 metros. El estrato anterior (color rojo), corresponden a suelos muy sueltos, la profundidad del coluvión varía entre 0.00 y hasta 2.00 metros. La roca sana se presenta a partir de los 19.00 metros de profundidad.

### **Análisis de los parámetros básicos**

Un parámetro importante del suelo utilizado en el análisis, es la unidad de peso porque las fuerzas que actúan en un deslizamiento de suelo se ven directamente afectadas por el peso de la unidad. El peso unitario de suelos granulares y algunos suelos de grano fino se pueden estimar a partir de descripciones suelo en conjunto con descripciones de la densidad relativa.

El peso unitario se puede estimar a partir de correlaciones con el valor de N del SPT. Las pruebas de laboratorio de un peso unitario in situ de suelos granulares no es práctico debido a que la densidad del suelo in situ no puede reproducir fácilmente en el laboratorio debido a la perturbación de la muestra.

Figura 25. Correlación del ángulo de fricción efectiva en función de la clasificación del suelo, la densidad relativa y peso unitario.



Fuente: Modified after U.S. Navy (1982), Kulhawy and Mayne (1990).

A partir de los ensayos de SPT realizados podemos determinar el valor de la densidad relativa de los suelos cohesivos finos, que en el caso del sitio estudiado tenemos como manto identificado la matriz del suelo coluvial.

Para determinar las propiedades de los suelos residuales se tomó en cuenta correlaciones de la literatura tal como:

Tabla 6. Propiedades de los suelos arcillosos. Hunt, 1984, en IGME, 1987

Consistencia	N	Identificación manual	$\gamma_{sat}$ g/cm <sup>3</sup>	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Dura	>30	Se marca difícilmente	>2.0	>4.0
Muy rígida	15-30	Se marca con la uña del pulgar	2.08-2.24	2.0-4.0
Rígida	8-15	Se marca con el pulgar	1.92-2.08	1.0-2.0
Media	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1.76-1.92	0.5-1.0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1.60-1.76	0.25-0.5
Muy blanda	<2	Se deshace entre los dedos	1.44-1.60	0-0.25

Fuente Manual de mecánica de suelos, Angel Muelas Rodriguez.

Para la determinación del ángulo de fricción de la roca fracturada se tomó la referencia de Giani “Rock slope stability analysis” A.A. Balkema 1992 donde para una caliza se especifica un ángulo de fricción entre 25 y 35 grados de acuerdo al nivel de meteorización.

Tabla 7. Propiedades de los suelos arcillosos. Hunt, 1984, en IGME, 1987

Rock type	Dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (MPa)	Friction angle (°)
Hard igneous rocks:			
Granite, basalt, porphyry	25-30	35-55	35-45
Metamorphic rocks:			
Quartzite, gneiss, slate	25-28	20-40	30-40
Hard sedimentary rocks:			
Limestone, dolomite, sandstone	23-28	10-30	35-45
Soft sedimentary rocks:			
Sandstone, coal, chalk, shale	17-23	1-20	25-35

Fuente: A.A. Balkema 1992

En las siguientes figuras se presenta las estimaciones del ángulo de fricción sobre la base de la clasificación de suelos USCS. También se presenta una estimación del ángulo de fricción sobre la base de valores de N del SPT.

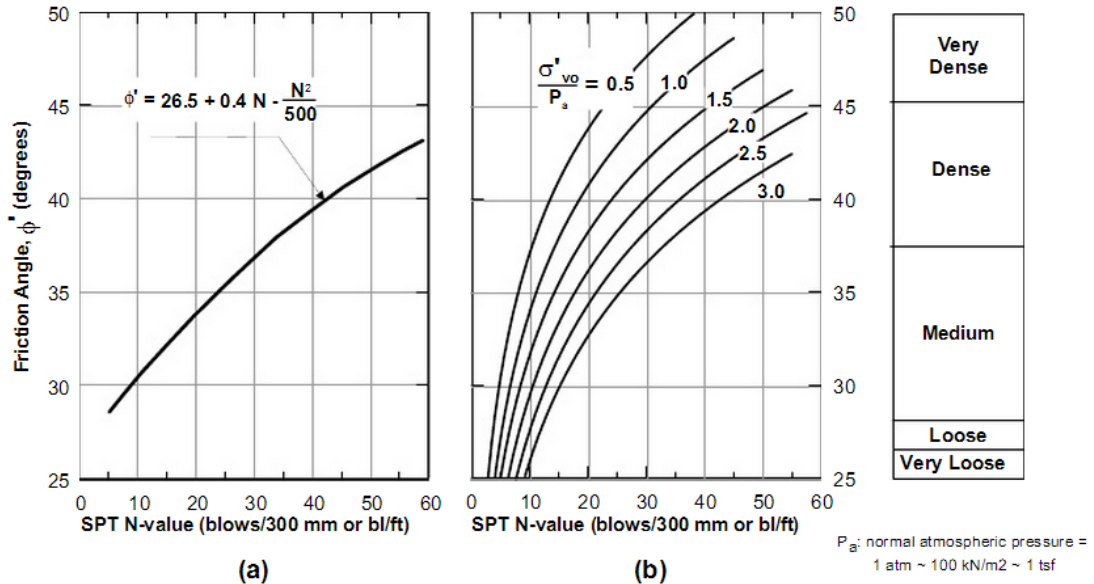
Tabla 8. Correlaciones entre los Resultados SPT y CPT y ángulo de fricción de suelos no cohesivos

	In-Situ Test Results	Relative Density	φ' (degrees)	
			(a) <sup>(3)</sup>	(b) <sup>(4)</sup>
SPT N-Value <sup>(1)</sup> (blows/300 mm or blows/ft)	0 to 4	Very Loose	< 28	< 30
	4 to 10	Loose	28 to 30	30 to 35
	10 to 30	Medium	30 to 36	35 to 40
	30 to 50	Dense	36 to 41	40 to 45
	> 50	Very Dense	> 41	> 45
Normalized CPT cone bearing resistance (q <sub>c</sub> /P <sub>a</sub> ) <sup>(2), (4)</sup>	< 20	Very Loose	< 30	
	20 to 40	Loose	30 to 35	
	40 to 120	Medium	35 to 40	
	120 to 200	Dense	40 to 45	
	> 200	Very Dense	> 45	

- Notes: (1) SPT N-values are field, uncorrected values.  
 (2) P<sub>a</sub> is the normal atmospheric pressure = 1 atm ~ 100 kN/m<sup>2</sup> ~ 1 tsf.  
 (3) Range in column (a) from Peck, Hanson, and Thornburn (1974).  
 (4) Ranges in column (b) and for CPT are from Meyerhof (1956).

Fuente: Kulhawy and Maine, 1990

Figura 26. Ángulo de fricción de suelos no cohesivos (a) del SPT no corregida N-Valores (modificada después de Peck, Hanson y Thornburn, 1974) y (b) como una función de Normaliza de Overburden (Modificado después Schmertmann, 1975)



Fuente: FHWA 0-IF-03-017

Hay un número de referencias que presentan las correlaciones entre los parámetros del suelo. El valor real puede ser diferente del estimado dado por la correlación. Se deben hacer su propio juicio basado en la experiencia local y las condiciones locales del suelo y ajuste los valores en consecuencia.

A continuación se presentan las referencias utilizadas para formar la correlación del suelo:

Tabla 9. Parámetros generales de los suelos arcillosos

Consistency			Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
	Symbol	Unit						
SPT	$N_{SPT}$	--	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
UCS*	$q_u$	pcf	0-500	500-1000	1000-2000	2000-4000	4000-8000	>8000
Shear Strength	$C_u$	psf	0-250	250-500	500-1000	1000-2000	2000-4000	>4000
Unit Weight Saturated	$\gamma$	pcf	<100	100-120	100-130	120-130	120-140	>130

Fuente: Steel Sheet Piling Design Manual, USS, 1975,p 12.

Además del anterior parámetro, hay dos que son particularmente importantes para los análisis laterales, Coeficiente de balasto (k) y deformación del suelo (E50). Las siguientes dos tablas muestran la correlación de k y E50 para los diferentes tipos de suelo:

Tabla 10. Coeficiente de balasto (K) y deformación del suelo (E50) vs. NSPT para Arcillas

Consistency			Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
	Symbol	Unit					
SPT	N <sub>SPT</sub>	--	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
Shear Strength	C <sub>u</sub>	kPa	12-24	24-48	48-96	96-192	192-383
		psf	250-500	500-1000	1000-2000	2000-4000	>4000
MSR*							
Static Loading	k	kN/m <sup>3</sup>	8140	27150	136000	271000	543000
		pci	30	100	500	1000	2000
Cyclic Loading	k	kN/m <sup>3</sup>	--	--	54300	108500	217000
		pci	--	--	200	400	800
Soil Strain	E <sub>50</sub>	%	2	1	0.7	0.5	0.4

Fuente: Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load, US Department of Transportation, 1984, p 64.

### Resultados de los parámetros para el diseño de las obras

Según las correlaciones de los parámetros obtenidos mediante los ensayos SPT (standard penetration test), y los resultados de los laboratorios a las muestras de suelo, los parámetros para el diseño adoptados son:

Tabla 11. Parámetros Adoptados para diseño

Tipo de Suelo	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	c (KN/m <sup>2</sup> )	Fricción (°)	E (KN/m <sup>2</sup> )	Coeficiente de Balasto (KN/m <sup>3</sup> )
Suelos Coluviales	15	0	12	11490	6790
Roca Fracturada	20	20	30	30640	27150
Roca Sana	22	40	35	53620	271000

### 9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TERRENO EN CONDICIONES ACTUALES

Se realizan análisis de estabilidad en condiciones sin reforzamiento, se valoran los resultados desde los software Slope/W para fallas tipo rotacional y Plaxis para fallas planares, estas revisiones muestran los siguientes resultados para Slope/W bajo condiciones estáticas y dinámicas.

Figura 27. Análisis de estabilidad estático, condiciones originales, Slope/W.

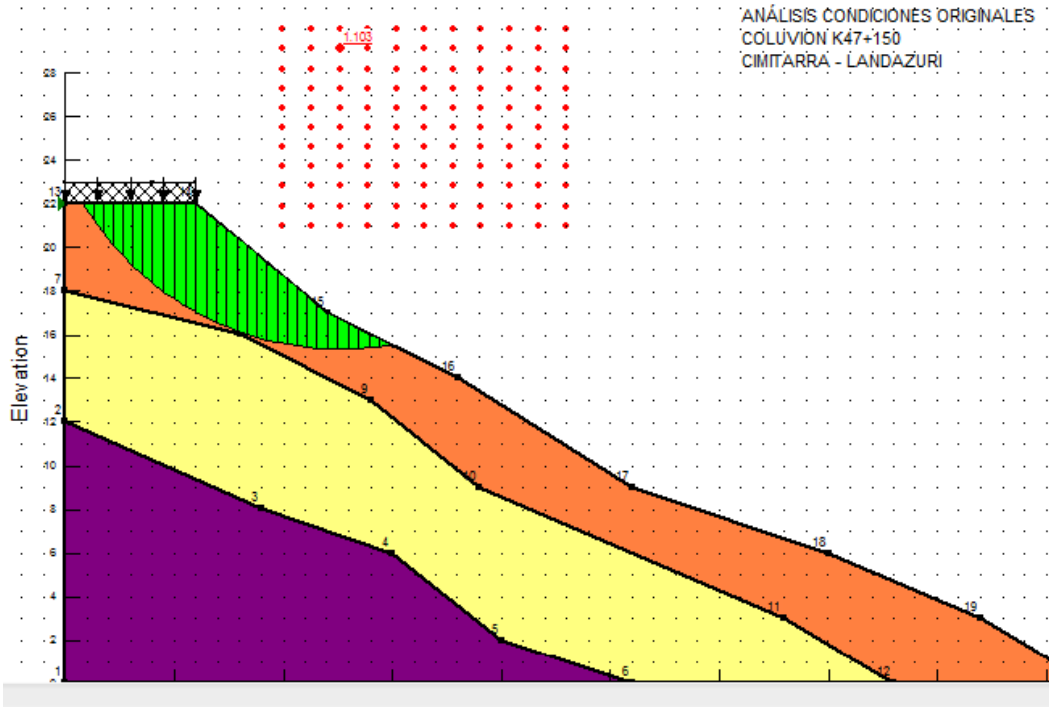
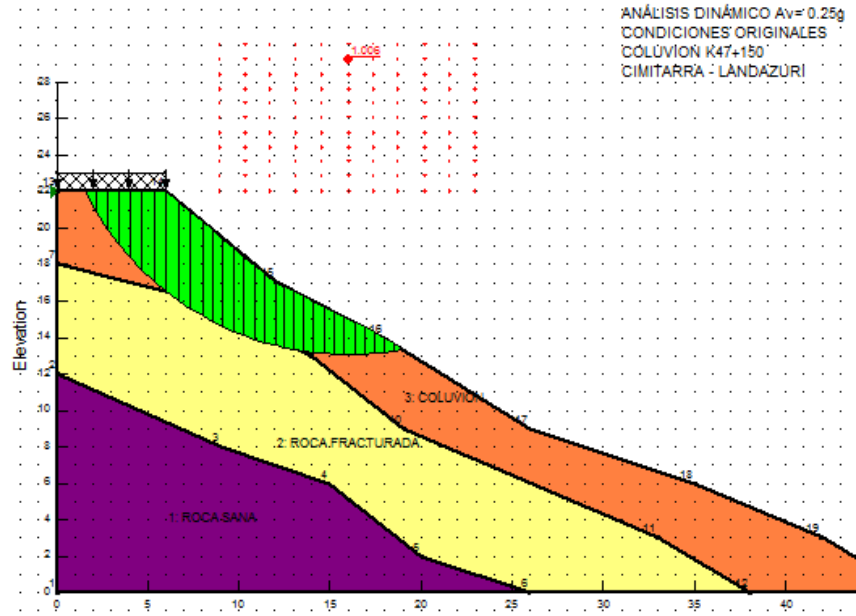


Figura 28. Análisis de estabilidad dinámico, condiciones originales, Slope/W.



Bajo el análisis en Plaxis se observan los siguientes resultados.

Figura 29. Análisis de estabilidad sin carga para Software Plaxis.

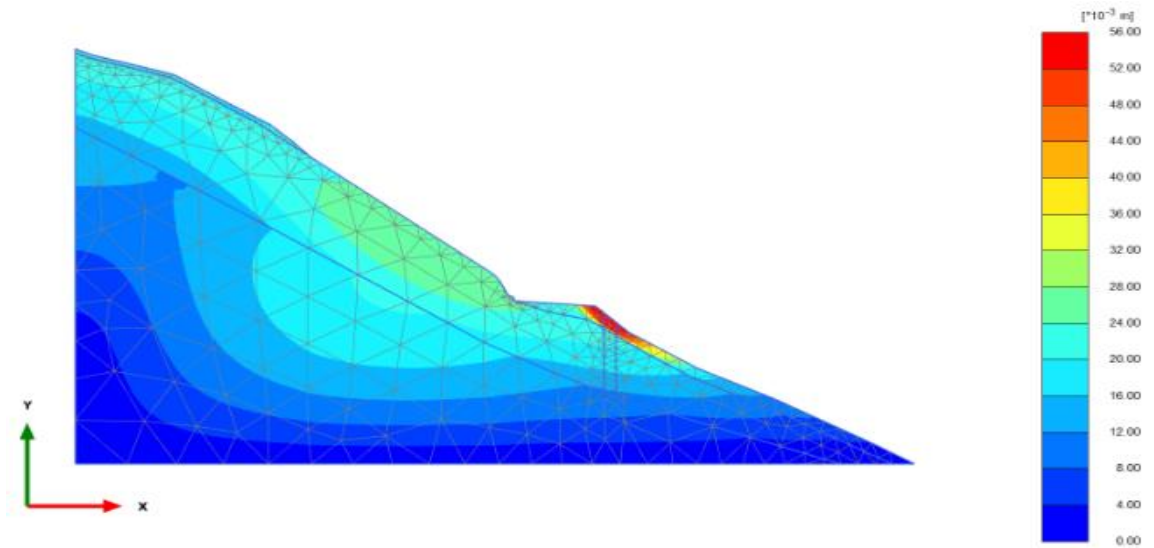
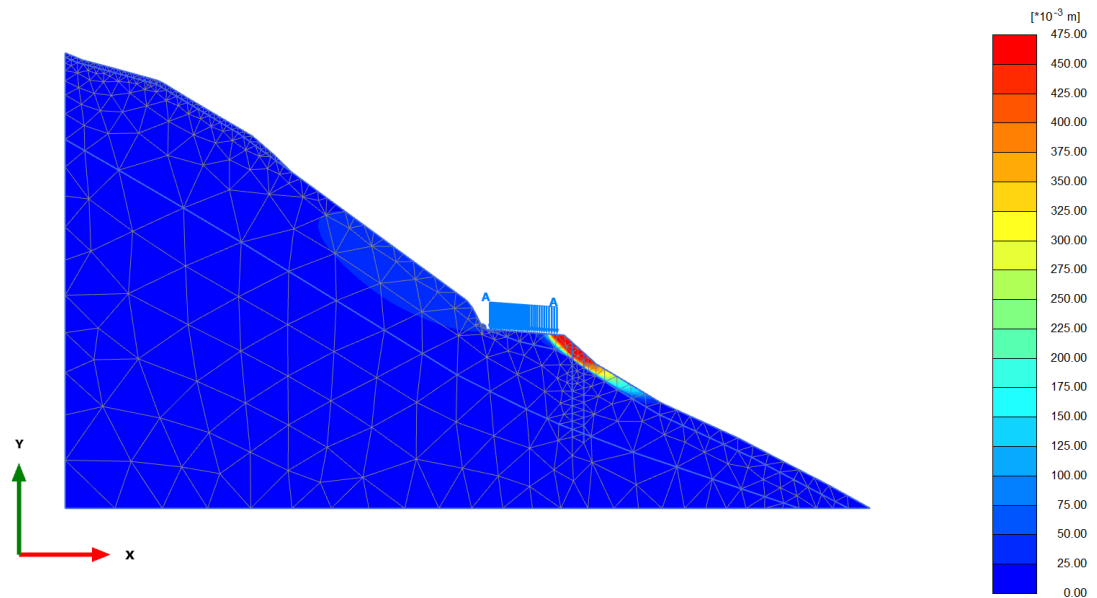


Figura 30. Análisis de estabilidad con carga para Software Plaxis.



Los análisis muestran desplazamientos importantes justo bajo la banca de la vía que es el problema principal, tanto Slope/W como Plaxis generan la necesidad de implementar las obras de estabilización para dar solución y estabilizar totalmente los deslizamientos que en ambos casos se presenta como falla rotacional y/o desplazamientos.

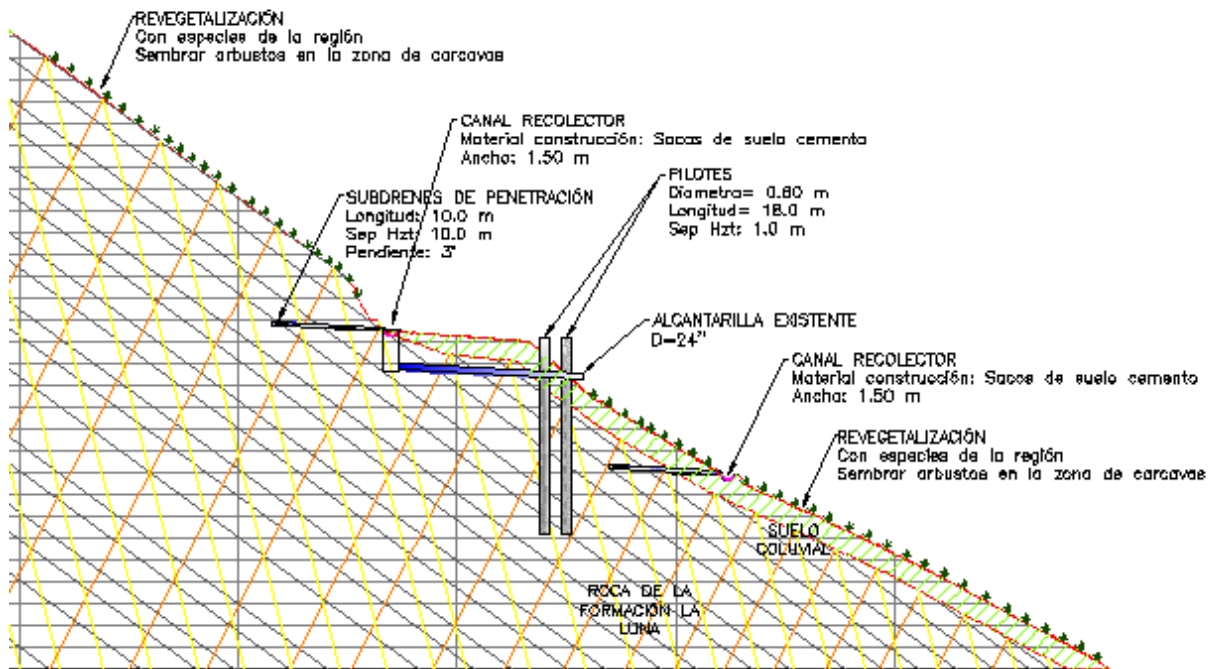
## 10. PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN

Los resultados anteriores se obtuvieron de una correlación de los sondeos geotécnicos y de los sondeos geofísicos realizados.

Como medida de mitigación se plantean dos alternativas:

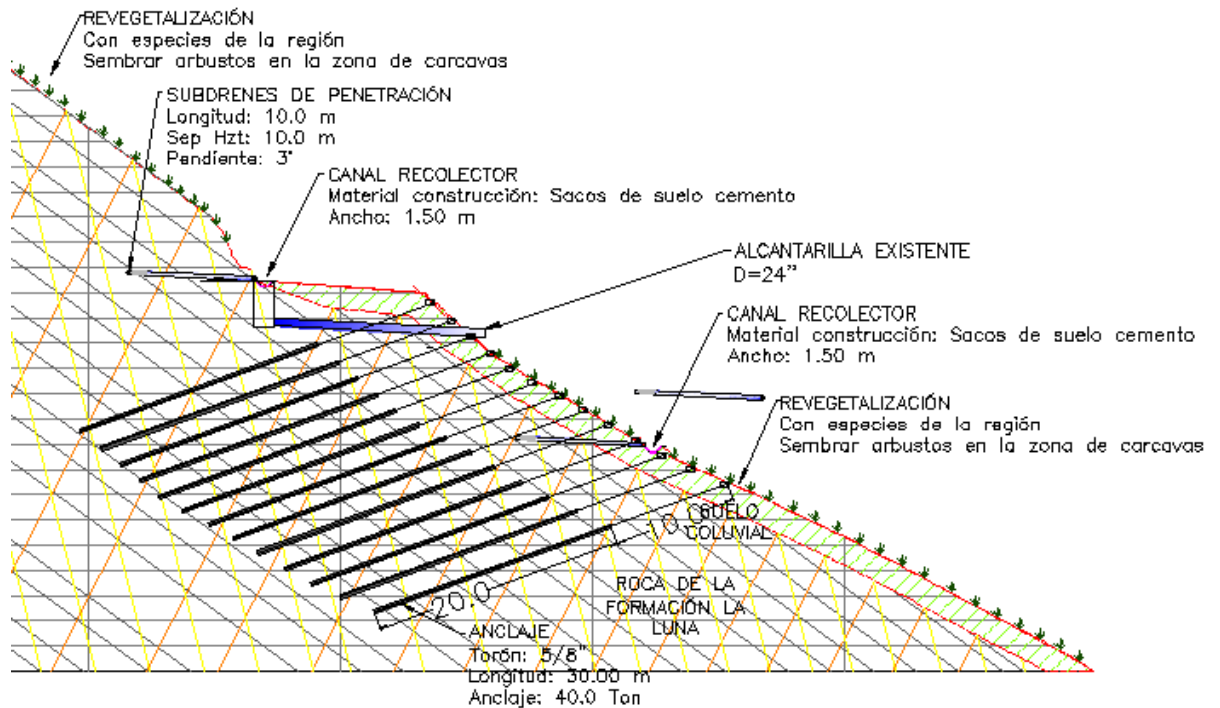
**Alternativa 1:** Se recomienda la construcción de dos líneas de pilotes individuales e intercaladas, de 0.60 metro de diámetro y 18.00 metros de longitud, separados 2.00 metros longitudinalmente y unidas por viga cabezal.

Figura 31. Esquema de Reforzamiento Alternativa No. 1



**Alternativa 2:** Se recomienda la construcción de un apantallamiento de anclajes pretensionados anclado en la roca sana o fracturada a lo largo del deslizamiento.

Figura 32. Esquema de Reforzamiento Alternativa No. 2



Ambas alternativas deberán tener una batería de sub-drenes de penetración de 10.00 metros de longitud cada uno, con una pendiente de 3° y una separación horizontal de 10.00 metros, estos descargarán adecuadamente en el sistema de canaleta flexible ubicado en el costado derecho de la vía o en el sistema general de alcantarillado. Igualmente el costado derecho o talud superior deberá tratarse con concreto lanzado impermeabilizado y mallas metálicas para el control de desprendimiento de material; en el hombro superior del talud se deberá implementar una cuneta flexible perimetral para el manejo de las aguas que provienen por escorrentía del terreno natural superior ubicado sobre él, este deberá conducirse adecuadamente a los sistemas de drenaje generales de la vía.

Además deberá ser revegetalizado con especies de la región y en las zonas de cárcavas con siembra de arbustos, en los dos costados tanto superior como inferior del talud.

## 10.1. PARÁMETROS SÍSMICOS

### 10.1.1. Requerimientos Amenaza Sísmica NSR-10

### Zona de amenaza sísmica

De acuerdo al mapa de amenaza sísmica, los municipios de Cimitara – Landázuri, se encuentra localizados en una zona de amenaza alta y tienen unos valores de:

Tabla 32. Aceleración horizontal pico efectivo en roca ( $A_a$ ) y velocidad horizontal pico efectivo ( $A_v$ )

<b><math>A_a</math></b>	<b><math>A_v</math></b>
0.25	0.25

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente

### 10.1.2. Coeficiente Seudo-estático

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10, especifica que el coeficiente sísmico de diseño para análisis seudo-estático de taludes  $K_{ST}$  tiene valor inferior o igual al de  $a_{max}$  y se admiten los siguientes valores mínimos de  $K_{ST}/a_{max}$ , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla 13. Valores de  $K_{ST}/a_{max}$

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

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Tabla H.5.2-1)

De acuerdo a la tabla anterior, el valor mínimo para análisis seudo-estático es

$$K_{ST}/a_{max} = 0.8; K_{ST}/0.25 = 0.8; K_{ST} = 0.25 \times 0.8 = 0.2g$$

## 10.2. ALTERNATIVA 1

### 10.2.1. DISEÑO DE LOS PILOTES

El análisis de un pilote vertical solicitado a carga lateral y/o momentos de volteo es equivalente a la de un pilote hincado o pozo perforado y las cuestiones específicas que deben ser abordadas para el diseño de un pilote sometido a una carga lateral.

Pasos para el Análisis de un Pilote Cargado Lateralmente

**Paso 1:** Determinar los parámetros básicos de entrada de la pila de pilote tales como:

-Longitud del pilote

--Distancia desde la cabeza del pilote a la superficie del suelo

-Pendiente de la superficie del suelo

**Paso 2:** Divida el pilote en segmentos con propiedades uniformes de sección transversal. Para cada segmento, proporcionan el diámetro del pilote, el momento de inercia y el área de la pila.

**Paso 3:** Definir el perfil del suelo / roca en capas sobre la profundidad de penetración máxima prevista del pilote de prueba.

**Paso 4:** Determinar los parámetros del suelo necesarios de entrada para cada capa.

**Paso 5:** Determinar las combinaciones de carga crítica y las condiciones de contorno para ser analizadas.

**Paso 6:** Determinar la capacidad estructural del pilote para el caso crítico axial y la carga lateral.

**Paso 7:** Determinar la aceptabilidad de la pila basada en la deflexión bajo la carga de diseño y modificar las propiedades de la sección de pila, según sea necesario, para cumplir con la capacidad lateral y criterios de máxima deflexión.

Para el análisis del modelo de asentamientos se utilizó el software para computador "ALLPILE" el cual es desarrollado por la empresa Civil Tech Software ubicada en el área de Seattle-Bellevue de los Estados Unidos.

### 10.2.2. Capacidad de soporte utilizando el programa ALLPILE

En la siguiente tabla se indica la capacidades de soporte de pilotes para 2.5 centímetros de desplazamiento horizontal, calculado mediante las modelaciones con elementos finitos en ALLPILE.

Tabla 14. Capacidad de soporte de trabajo para pilote

Díámetro (m)	Longitud analizada (m)	Capacidad de trabajo (Ton)
0.6	18.0	770

Figura 33. Análisis lateral de pilote de 0.60 metro de diámetro y 18.00 de longitud.

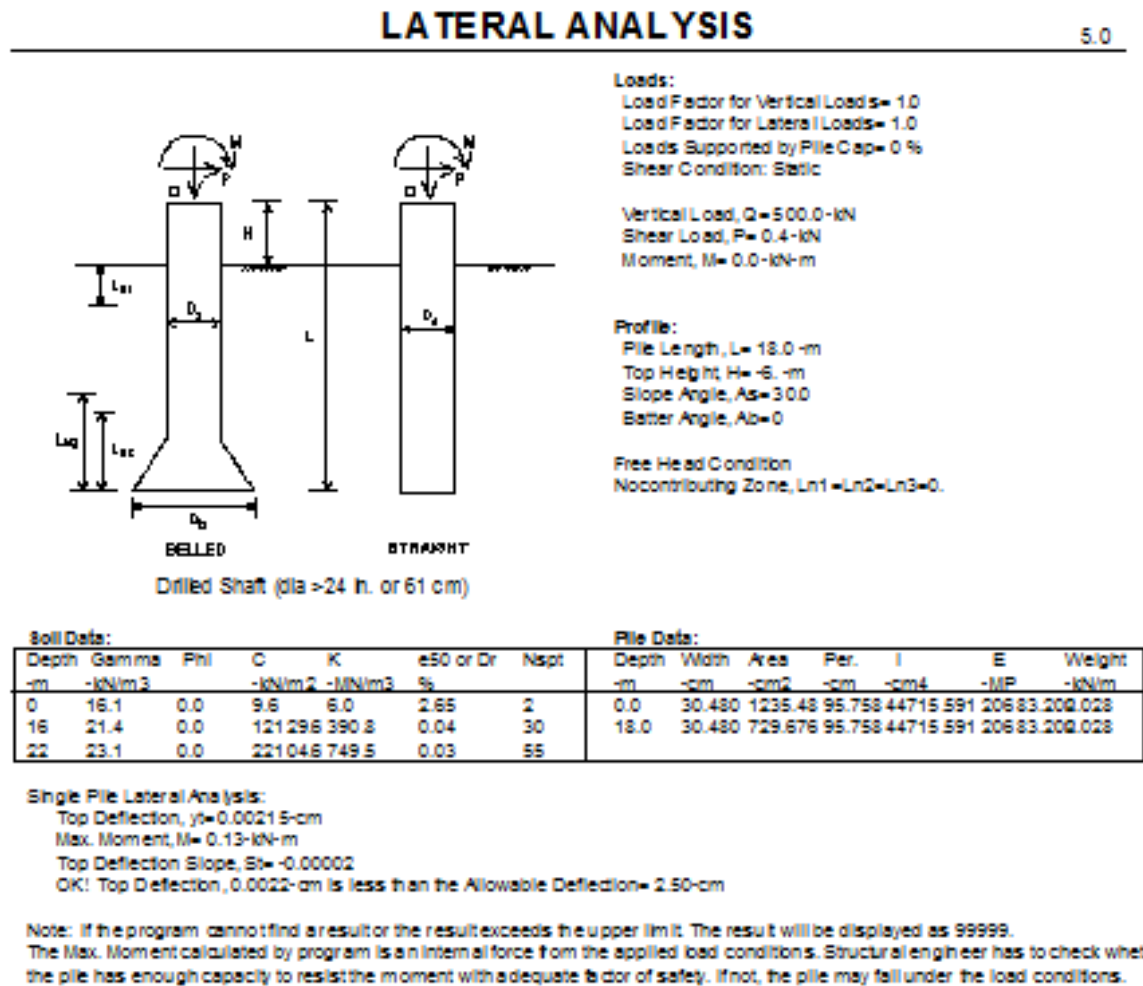
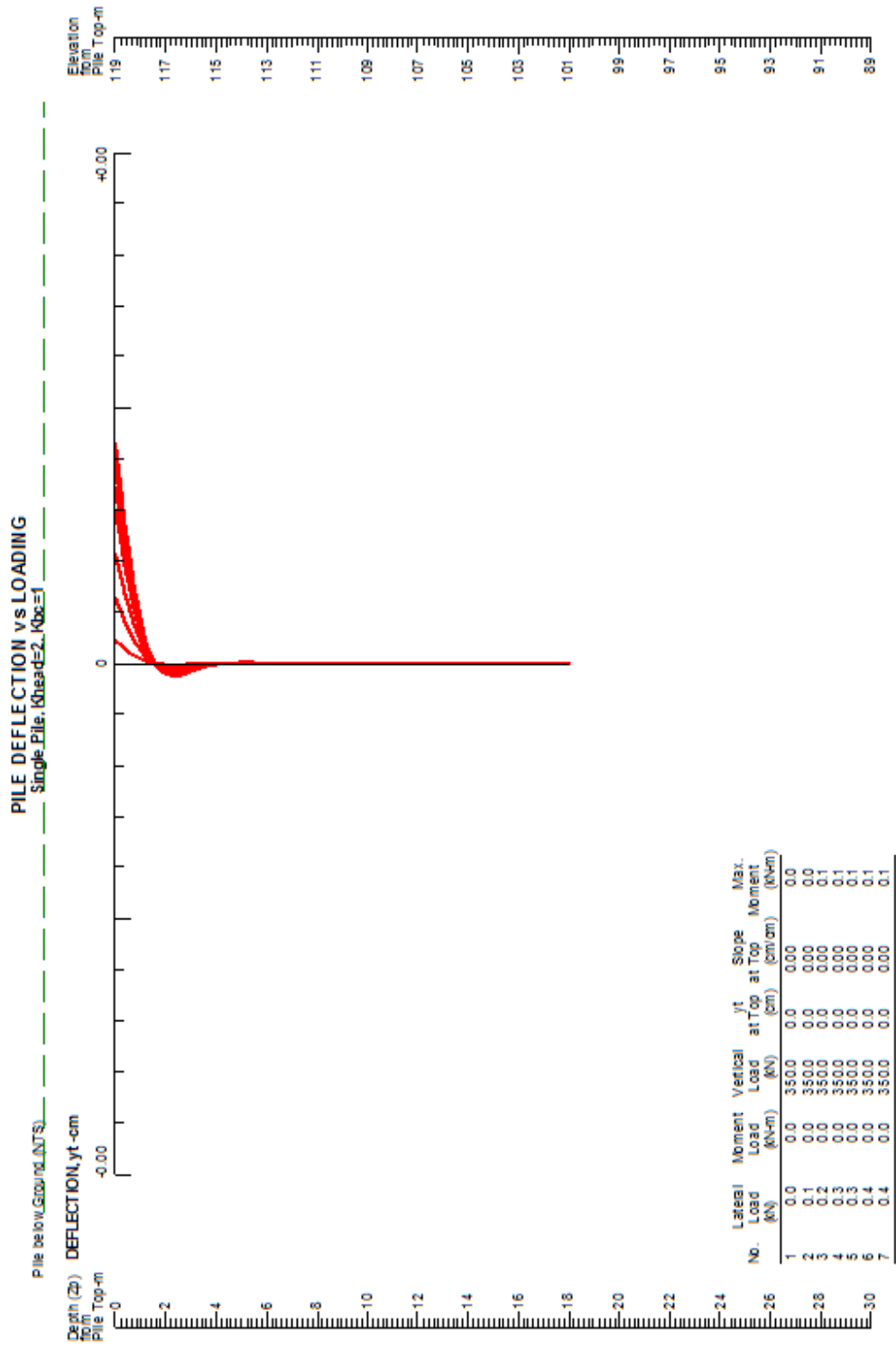


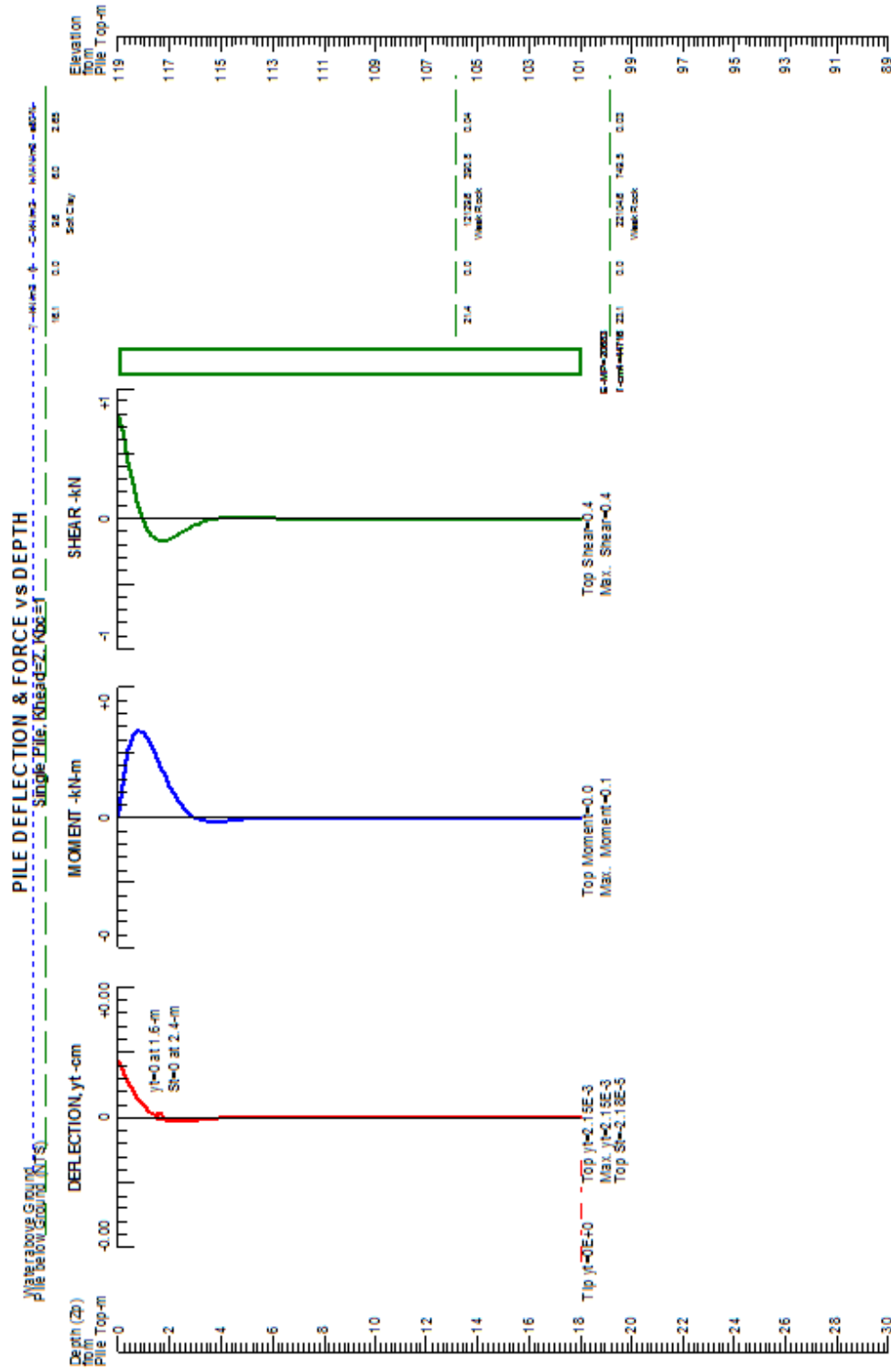
Figura 34. Diagrama de Deflexión vs Carga.



**K47+150 VIA CIMTARRA-LANDAZURI**  
Diameter = 50 cm



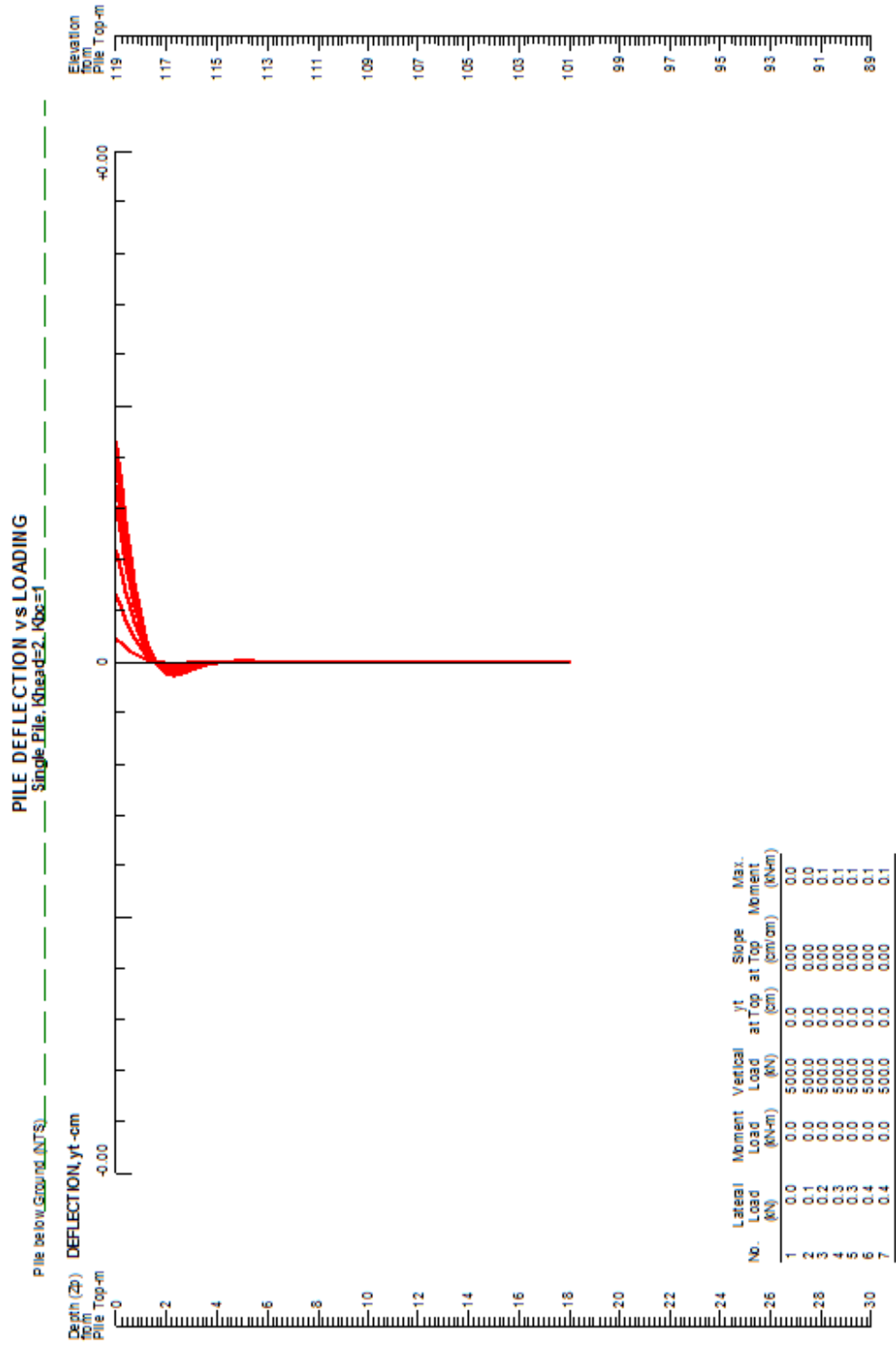
Figura 35. Diagrama de Deflexión y Fuerza vs Profundidad.



**K47+150 VIA CIMTARRA-LANDAZURI**  
 Diameter = 60cm



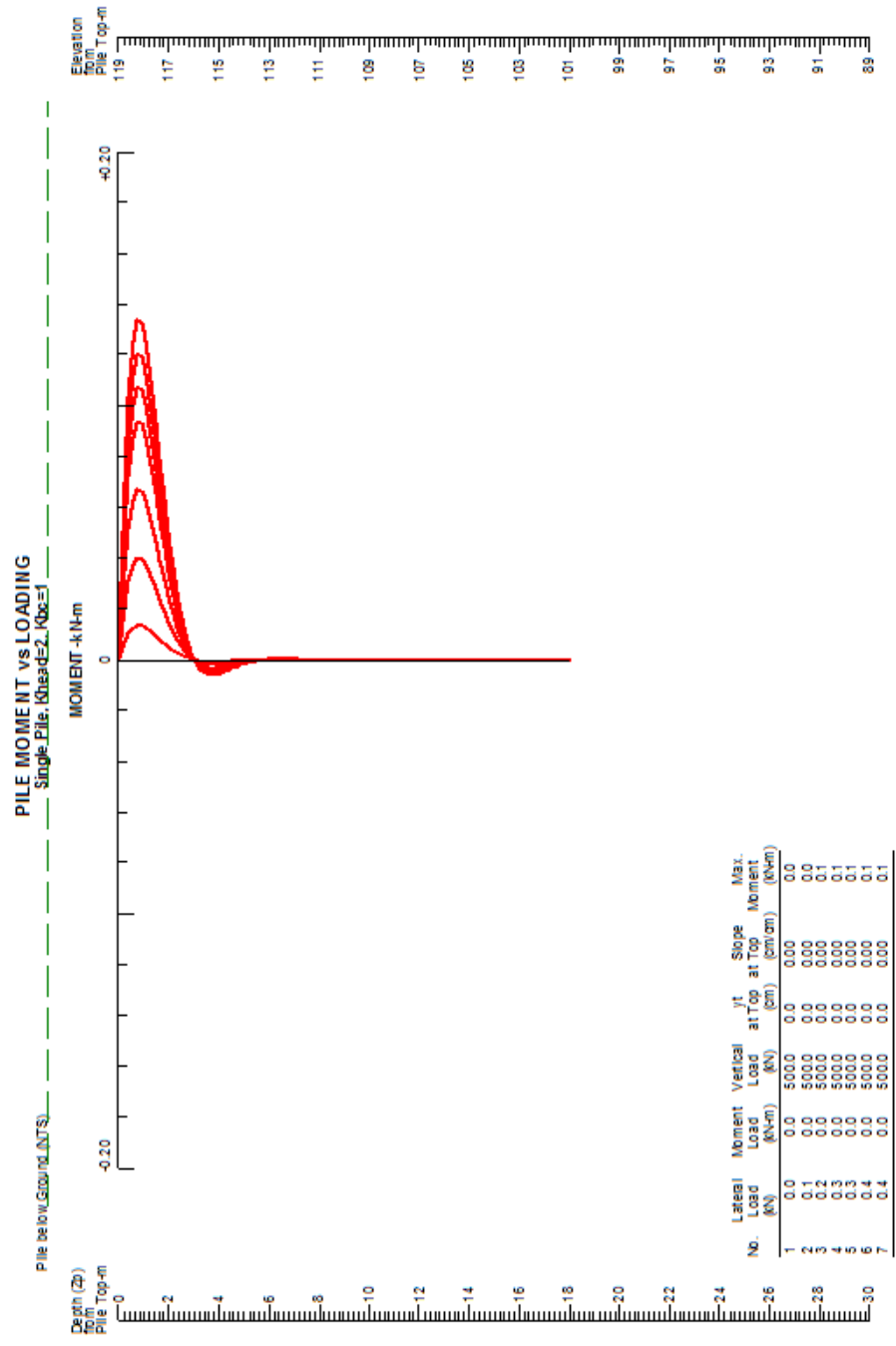
Figura 36. Deflexión vs. Carga



**K47+150 VIA CIMTARRA-LANDAZURI**  
Diameter = 60cm



Figura 37. Momento vs. Carga



**CivilTech Software**  
K47+150 VIA CIMTARRA-LANDAZURI  
Diameter = 60cm

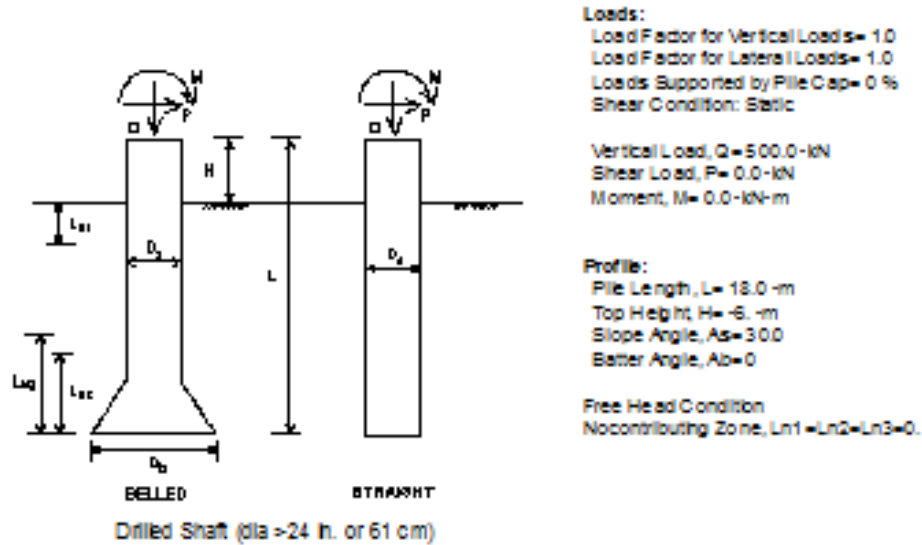
5.0

Para un desplazamiento lateral de 2.5 cm se requiere una carga de 40.0 Toneladas. Esta carga se considera que es la carga admisible del Pilote.

Figura 38. Análisis Vertical del pilote de 0.60 metro de diámetro y 18.00 de longitud.

## VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



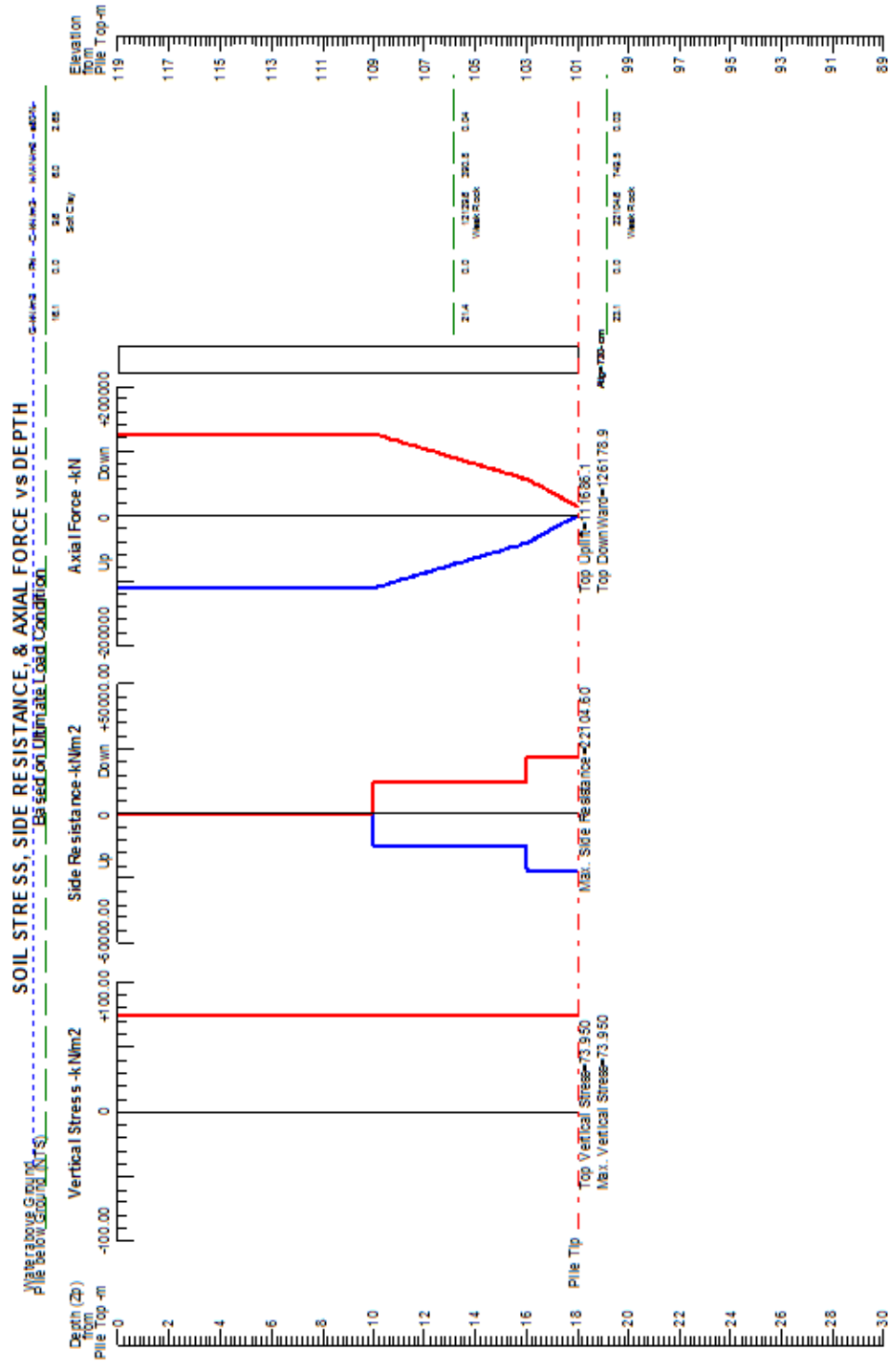
Soil Data:							Pile Data:						
Depth	Gamma	Phi	C	K	e50 or Dr	Nspt	Depth	Width	Area	Per.	I	E	Weight
-m	-kN/m <sup>3</sup>		-kN/m <sup>2</sup>	-MN/m <sup>3</sup>	%		-m	-cm	-cm <sup>2</sup>	-cm	-cm <sup>4</sup>	-MP	-kN/m
0	16.1	0.0	9.6	6.0	2.65	2	0.0	30.480	1235.48	95.758	44715.591	20683.200	0.28
16	21.4	0.0	121.296	390.8	0.04	30	18.0	30.480	729.676	95.758	44715.591	20683.200	0.28
22	23.1	0.0	221.046	749.5	0.03	55							

**Vertical capacity:**  
 Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 2362-kN \*Soil Weight is not included  
 Side Resistance (Down)= 111662.653-kN Side Resistance (Up)= 111662.485-kN  
 Tip Resistance (Down)= 14516.276-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN  
 Total Ultimate Capacity (Down)= 126178.930-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 111668.102-kN  
 Total Allowable Capacity (Down)= 31699.906-kN Total Allowable Capacity (Up)= 55854.859-kN  
 OK! Q allow > Q

**Settlement Calculation:**  
 At Q= 500.00-kN Settlement= 0.16074-cm  
 At Qallow= 25.0-cm Qallow= 7776.31689-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

Figura 39. Resistencia vs. Profundidad



K47+150 VIA CIMTARRA-LANDAZURI  
Diameter = 60cm



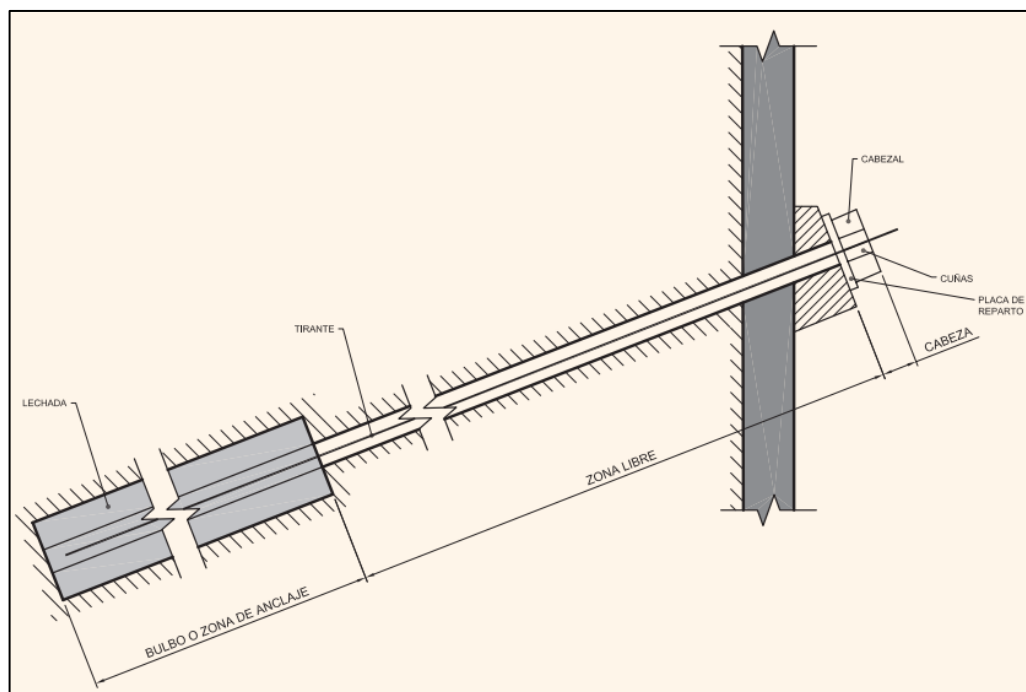
Figure 1

### 10.3. ALTERNATIVA 2

#### 10.3.1. DISEÑO DE LOS ANCLAJES PRETENSIONADOS

Los anclajes a diseñar son activos, es decir que están sometidos a una carga de tensado, después de su ejecución, no inferior al 50% de la máxima prevista en proyecto y de tipo permanente debido a que su vida útil se considera superior a dos años.

Figura 40. Croquis de un Anclaje



Fuente: Guía para el Diseño y Ejecución de Anclajes al Terreno en Obras de Carreteras (Madrid – España)

#### 10.3.2. Dimensionamiento de los Anclajes

Considerando la magnitud del deslizamiento y las fuerzas activas actuantes en el talud, se plantean anclajes compuestos por cuatro (4) tonones de 5/8", los cuales presentan una resistencia a la rotura de 16.2 toneladas cada uno. Con estos datos se busca calcular la capacidad de los anclajes:

$$\text{Capacidad de Carga} = \frac{\text{Resistencia a la Rotura} * \text{No. Torones}}{F.S.}$$

$$\text{Capacidad de Carga} = \frac{16.2 * 4}{1.5}$$

$$\text{Capacidad de Carga} = 43.2 \text{ Ton}$$

Se asume una capacidad de carga teórica de 40 toneladas.

Tabla 15. Elementos del Anclaje

Nº de Anclajes	1	
Nº de Torones por Anclaje	4	
Diámetro de los Torones	5/8	Pulgadas
Resistencia a la Rotura de los Torones	16.2	Toneladas
Capacidad de carga del Anclaje	40	Toneladas
F.S	1.5	

Una vez definidas las características de cada anclaje se procede a calcular la longitud del bulbo o zona de anclaje que es la parte en que el anclaje se adhiere al terreno y le transmite su carga, generalmente mediante la lechada, y que se tiene en cuenta a efectos resistentes, sin embargo para determinar esta longitud se debe tener en cuenta las características físicas y mecánicas del suelo donde se construirá el bulbo, para nuestro caso los suelos donde se encontrara el bulo son suelos de roca fracturada, los cuales tiene una capacidad de adherencia de 100 KN/m<sup>2</sup> (Tomado de Weatherby y Nicholson, 1982 para Lutitas Arcillosas mínimo de 69 KPa).

$$\text{Longitud del Bulbo} = \frac{\text{Capacidad de Carga} * F.S.}{\text{Capacidad de Adherencia} * \text{Perimetro de Perforacion}}$$

$$\text{Longitud del Bulbo} = \frac{400 * 1.5}{100 * 0.31}$$

$$\text{Longitud del Bulbo} = 19.4 \text{ m, aprox 20 m.}$$

Tabla 16. Resumen Características de Anclajes

<b>Carga de pretensionamiento (KN)</b>	<b>Capacidad de Adherencia (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Perímetro de la perforación M</b>	<b>Longitud del bulbo Teórica bulbo (m)</b>
400	100	0.31	19,4

En el diseño de los anclajes aparte de la carga de pretensionamiento y de la longitud del bulbo, hay dos parámetros más que se deben tener en cuenta, que son la longitud libre y el ángulo de inclinación.

Estos dos parámetros dependen de la profundidad de la falla y de la inclinación de los mantos.

#### 10.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON PROPUESTAS DE ESTABILIZACIÓN

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó el software para computador SLOPE/W, Versión 5 de GEO-SLOPE International Ltd, Calgary Alberta, Canadá. SLOPE/W es un producto de Software que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

Para objeto del presente estudio se trabajó conjuntamente con los siguientes cuatro métodos:

Método ordinario o de Fellenius

Método Bishop simplificado

Método de Janbú simplificado

Método de Morgenstern-Price

Los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados.

##### 10.4.1. Propiedades del suelo

Los parámetros para el diseño utilizados fueron los siguientes:

Tabla 17. Propiedades mecánicas de los suelos

<b>Suelo</b>	<b>Peso unitario (KN/m3)</b>	<b>Fricción (o)</b>	<b>Cohesión (KN/m2)</b>
Suelos Coluviales	15	12	0
Roca Fracturada	20	30	20
Roca Sana	22	35	40

Estas propiedades corresponden a un análisis de toda la información obtenida.

Sección de trabajo según análisis Geotécnico y Geofísico

#### 10.4.2. Factores de seguridad mínimos

Los factores de seguridad mínimos directos determinados por la NSR-10 son los siguientes:

Tabla 18. Factores de seguridad mínimos

<b>Condición</b>	<b>FSBM Diseño</b>	<b>FSBM Construcción</b>
Taludes – Condición estática y agua subterránea normal	1.50	1.25
Taludes – Condición pseudo-estática y agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00

Fuente: Tabla H.2.4-1, Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos de la NSR-10

#### 10.4.3. Resultados de los análisis de estabilidad

Los análisis de estabilidad de las laderas se realizaron teniendo en cuenta el modelo geológico-geotécnico que se obtuvo de acuerdo a la caracterización de los resultados de las investigaciones geotécnicas especialmente en las condiciones más críticas es decir con el perfil encontrado desde las perforaciones a rotación puesto que la extracción de muestras de roca muestra un RQD de entre 0 y 14 %.

A continuación se presentan los resultados del análisis de estabilidad para las condiciones actuales del terreno, teniendo en cuenta factores de carga de 350 KN/m<sup>2</sup> y

Figura 41. Análisis de estabilidad estático, condiciones originales.

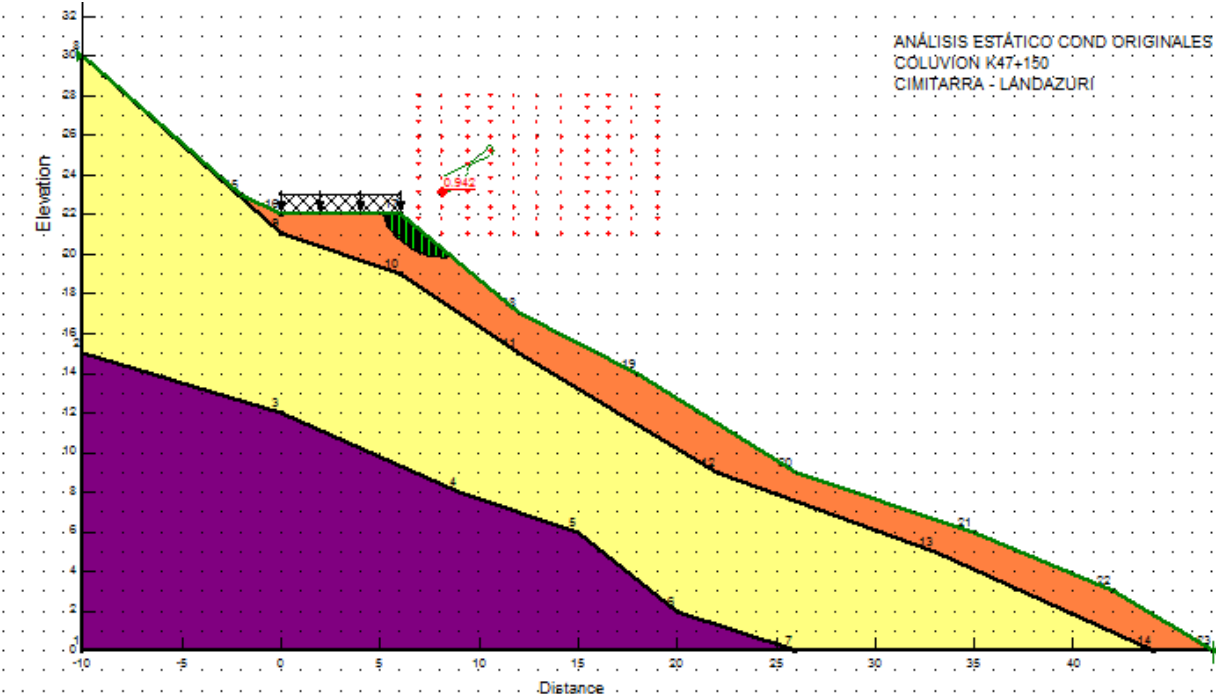


Figura 42. Análisis de estabilidad dinámico, condiciones originales.

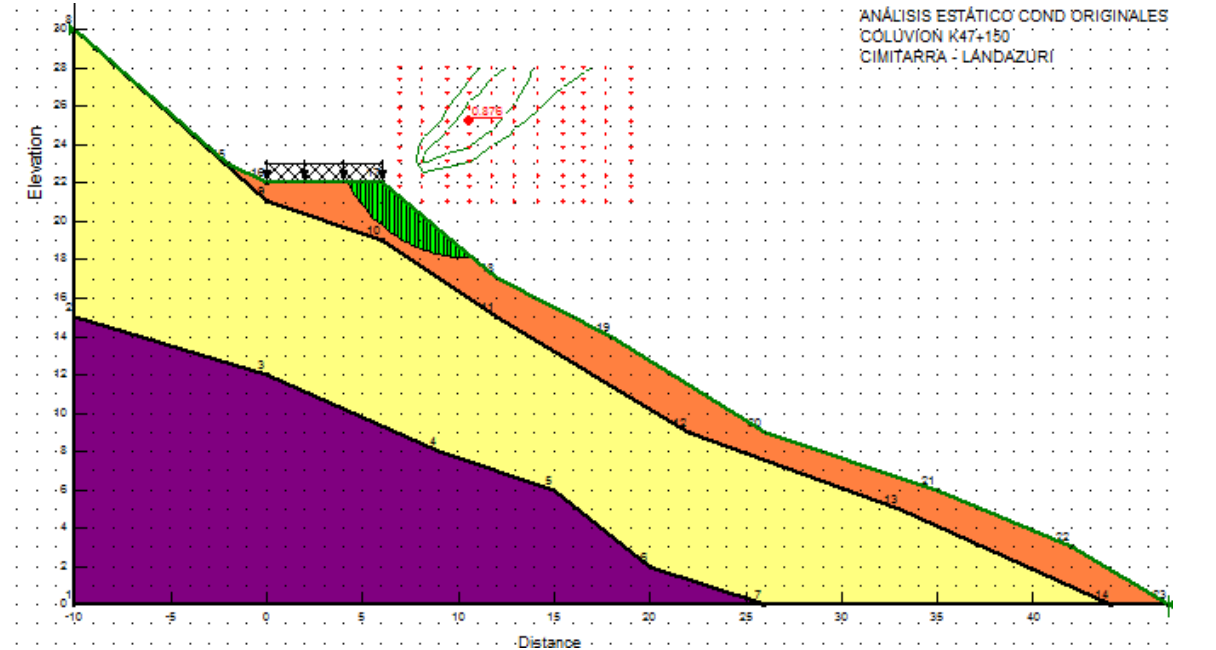


Tabla 19. Resumen de los factores de seguridad obtenidos para las condiciones actuales.

Análisis	F.S.	F.S.	F.S.	F.S.
	Janbú	Bishop	Fellenius	Morgenstern-Price
Análisis de estabilidad estático, condiciones originales.	1.017	1.108	1.058	1.103
Análisis de estabilidad dinámico, condiciones originales, Coeficiente sísmico de 0.25g	0.872	1.001	0.881	1.006

Además se analizaron las dos alternativas que se plantearon como medidas de mitigación para el deslizamiento. A continuación se presentan los resultados de los análisis de estabilidad.

Figura 43. Análisis Estático Reforzado – Alternativa 1.

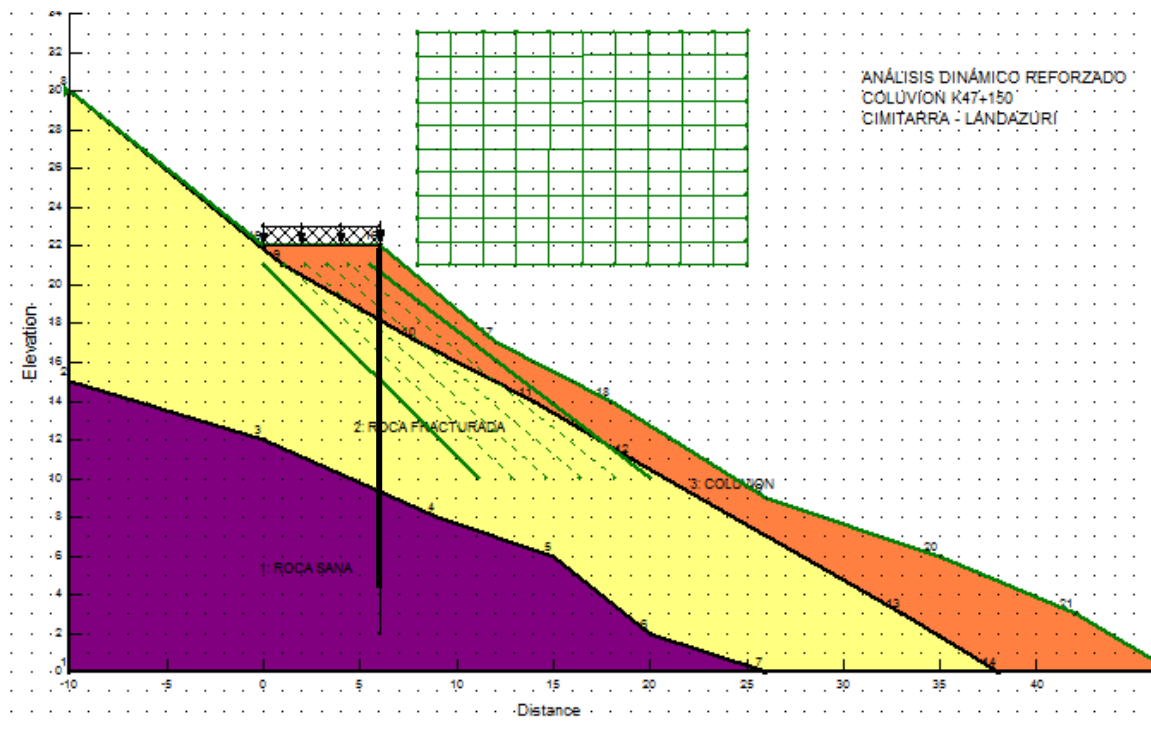


Figura 44. Análisis Estático Reforzado – Alternativa 1.

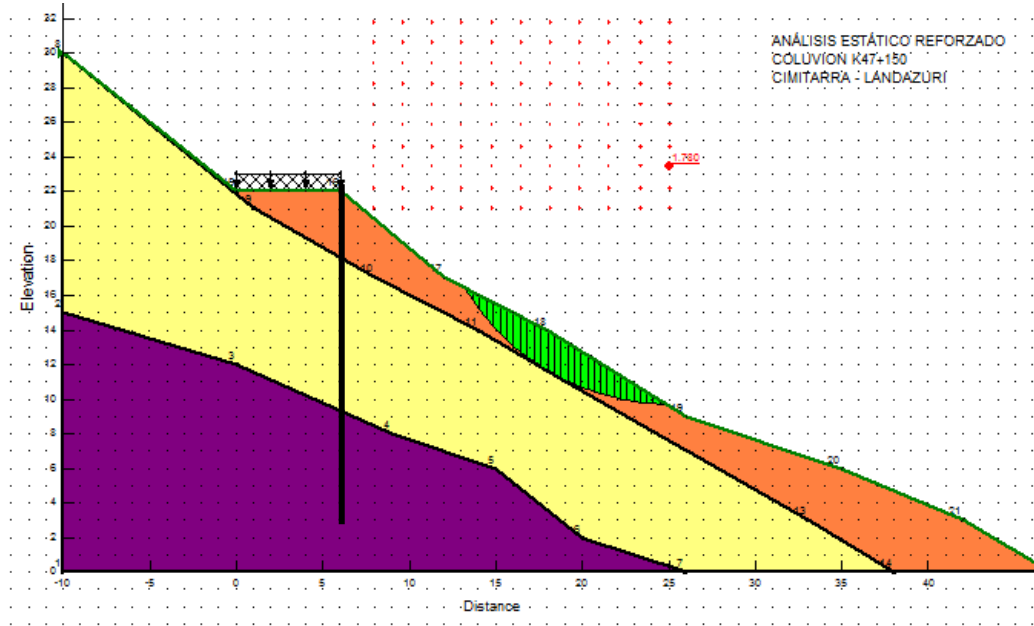


Figura 45. Análisis Dinámico Reforzado – Alternativa 1.

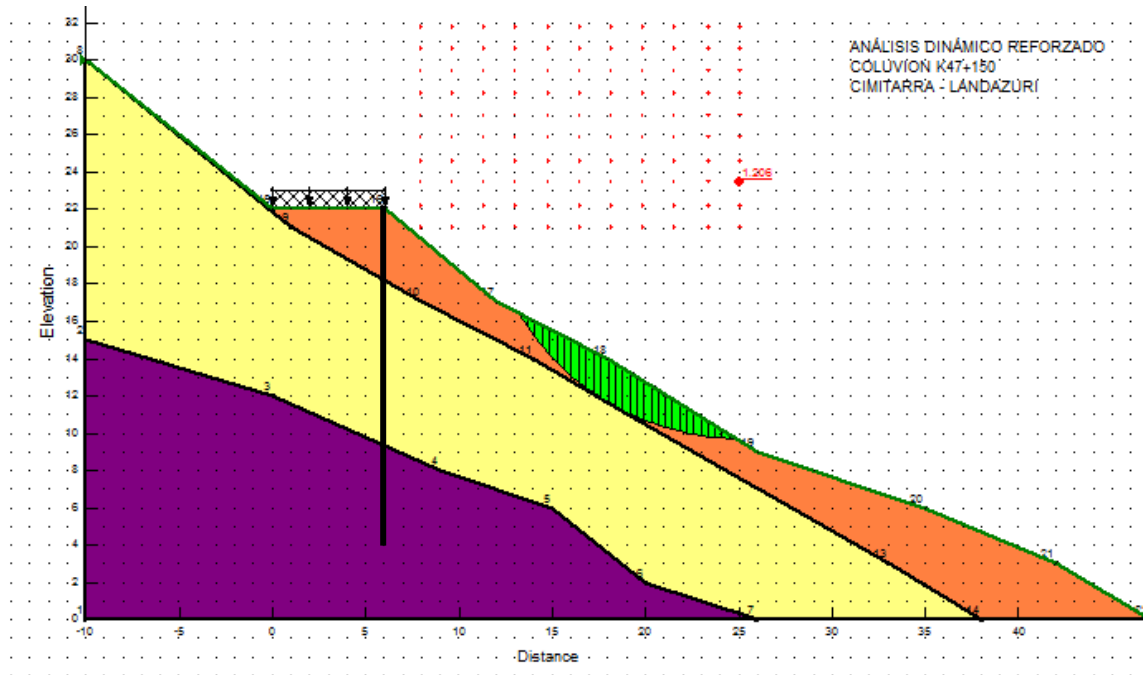


Figura 46. Análisis Estático Reforzado - Alternativa 2.

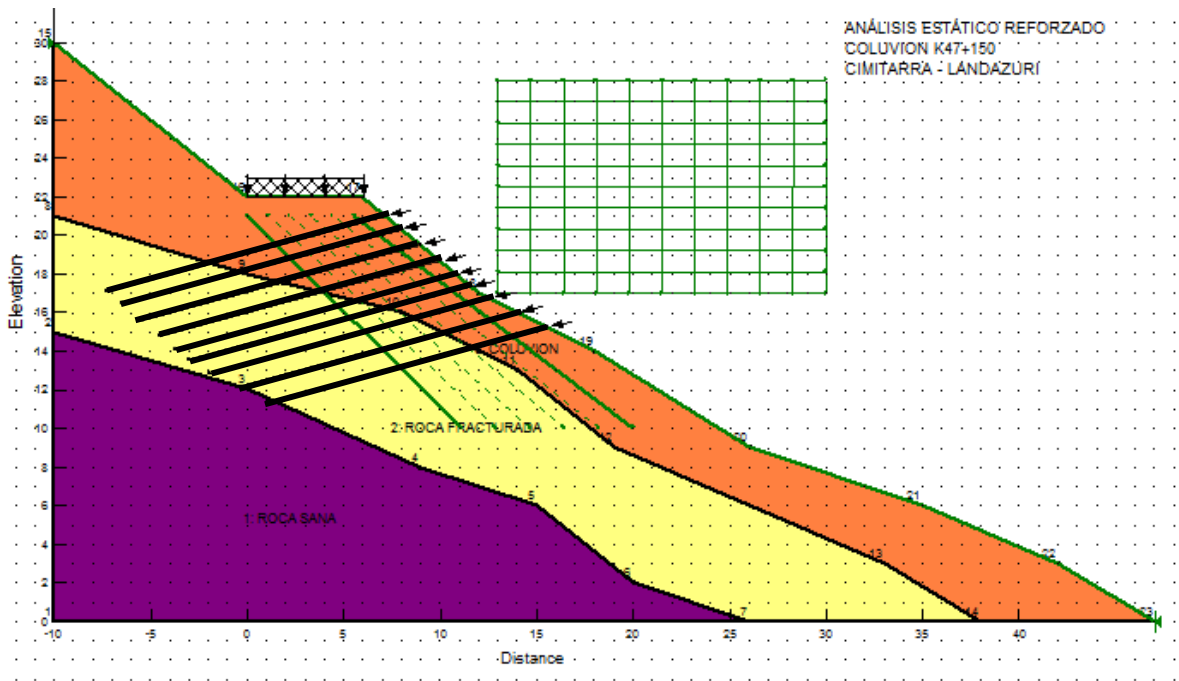


Figura 47. Análisis Estático Reforzado - Alternativa 2.

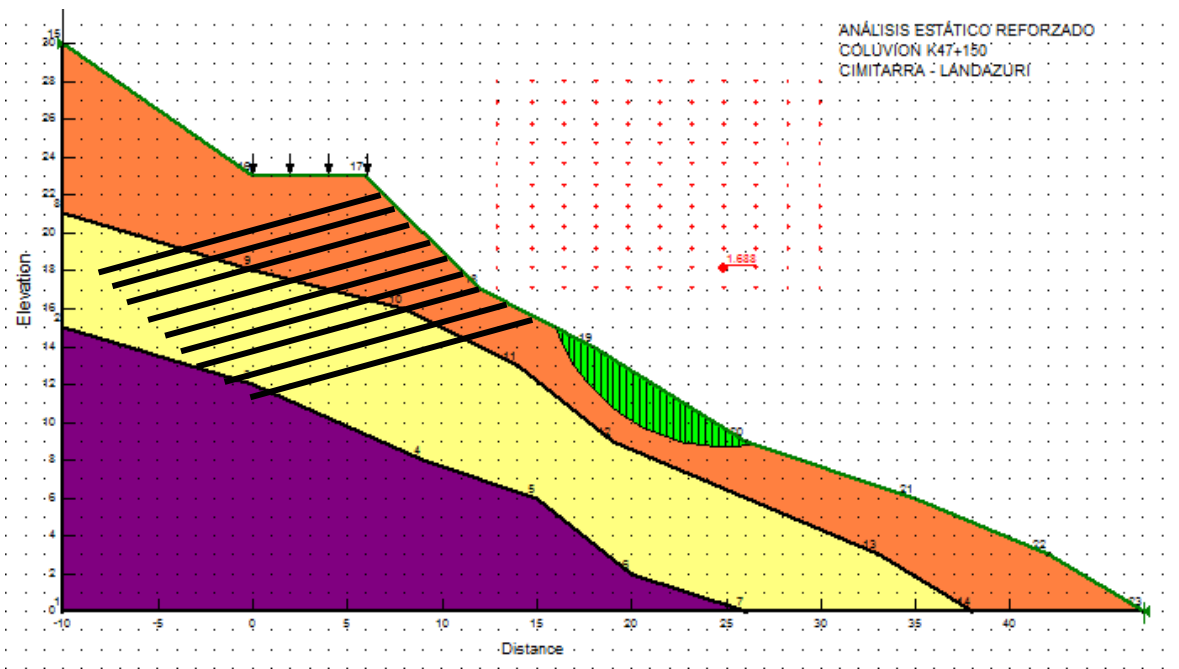


Figura 48. Análisis Dinámico Reforzado - Alternativa 2.

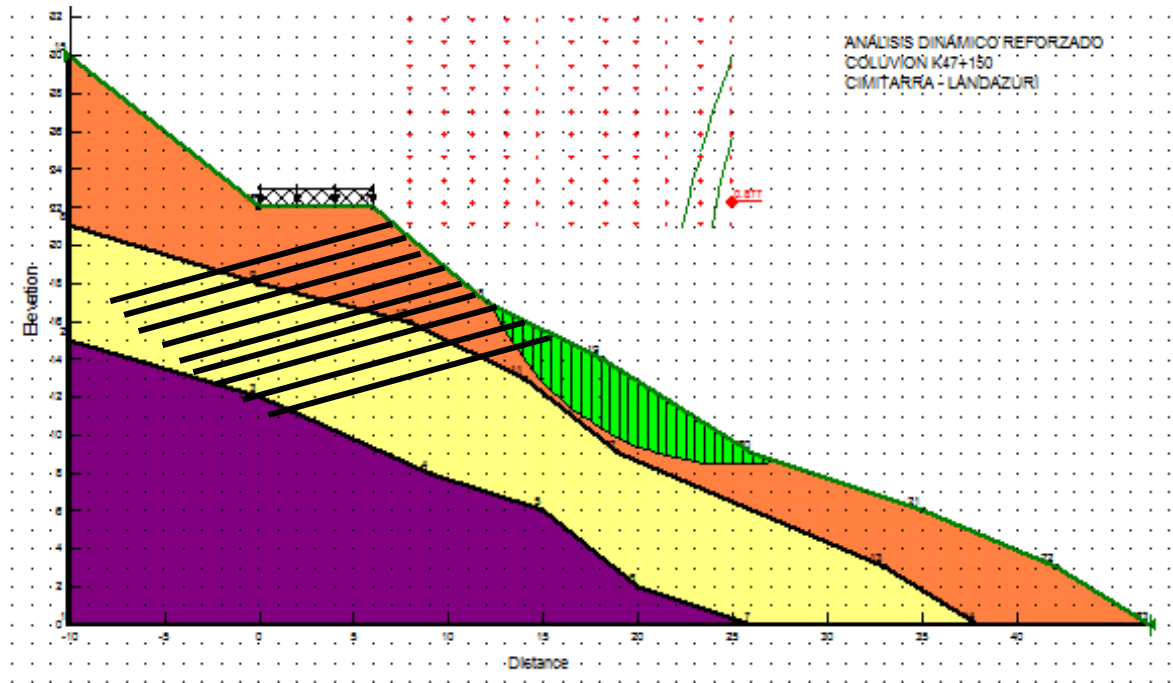


Tabla 20. Resumen de los factores de seguridad obtenidos para las alternativas de estabilización.

Análisis	F.S.	F.S.	F.S.	F.S.
	Janbú	Bishop	Fellenius	Morgenstern-Price
Análisis Estático, Alternativa 1.	1.478	1.507	1.468	1.498
Análisis Dinámico, Alternativa 1. Coeficiente sísmico de 0.25g	1.229	1.278	1.253	1.277
Análisis Estático, Alternativa 2.	1.129	1.480	1.422	1.492
Análisis Dinámico, Alternativa 2. Coeficiente sísmico de 0.25g	1.579	1.405	1.440	1.739

Además se realiza la evaluación de la alternativa de pilotes bajo como reforzamiento bajo la herramienta del software plaxis mostrando los siguientes resultados dando un grado de confiabilidad adecuado bajando los probables desplazamientos máximos de hasta 34 mm bajo cargas producidas por vehículos que normalmente transitan en la vía en estudio.

Figura 49. Análisis Estático Reforzado - Alternativa 1.

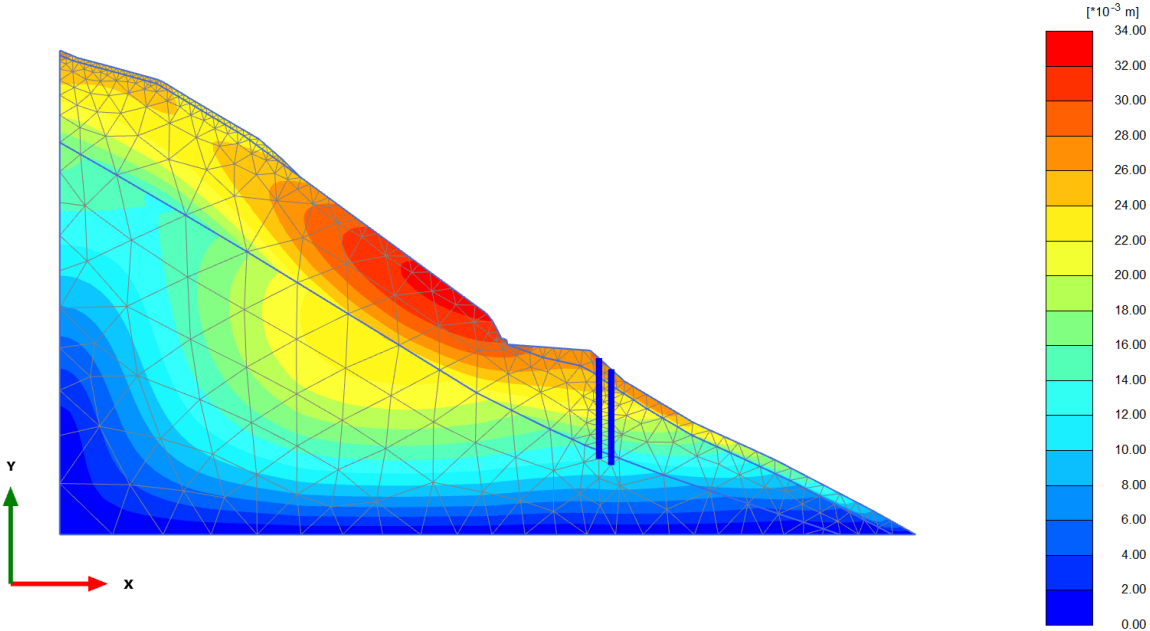
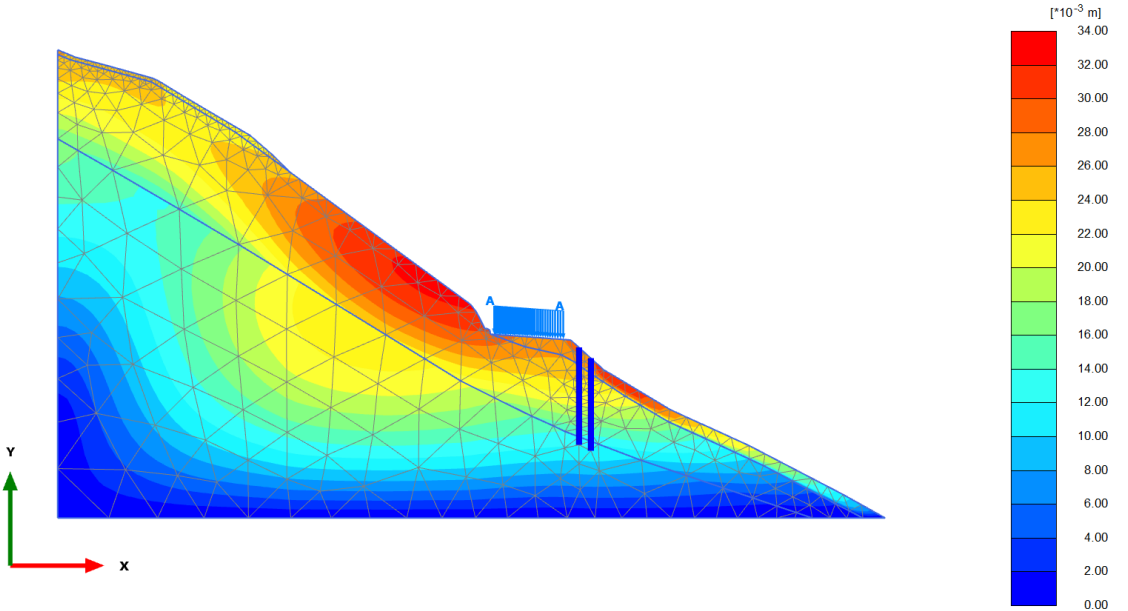


Figura 50. Análisis Estático bajo cargas con talud Reforzado - Alternativa 1.



## 10.5. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS PROPUESTAS

### 10.5.1. Alternativa 1 (Pantalla de Pilotes)

Figura 51. Planta de obras alternativa 1.

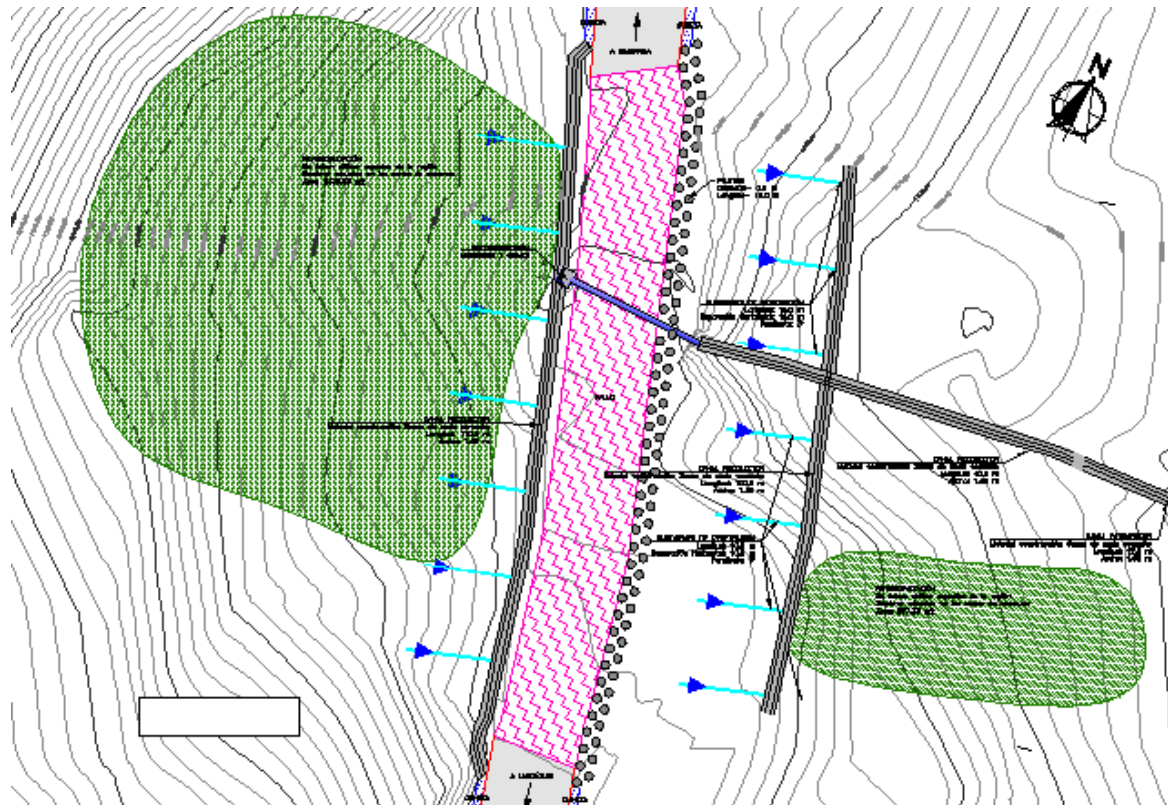


Figura 52. Perfil de obras alternativa 1.

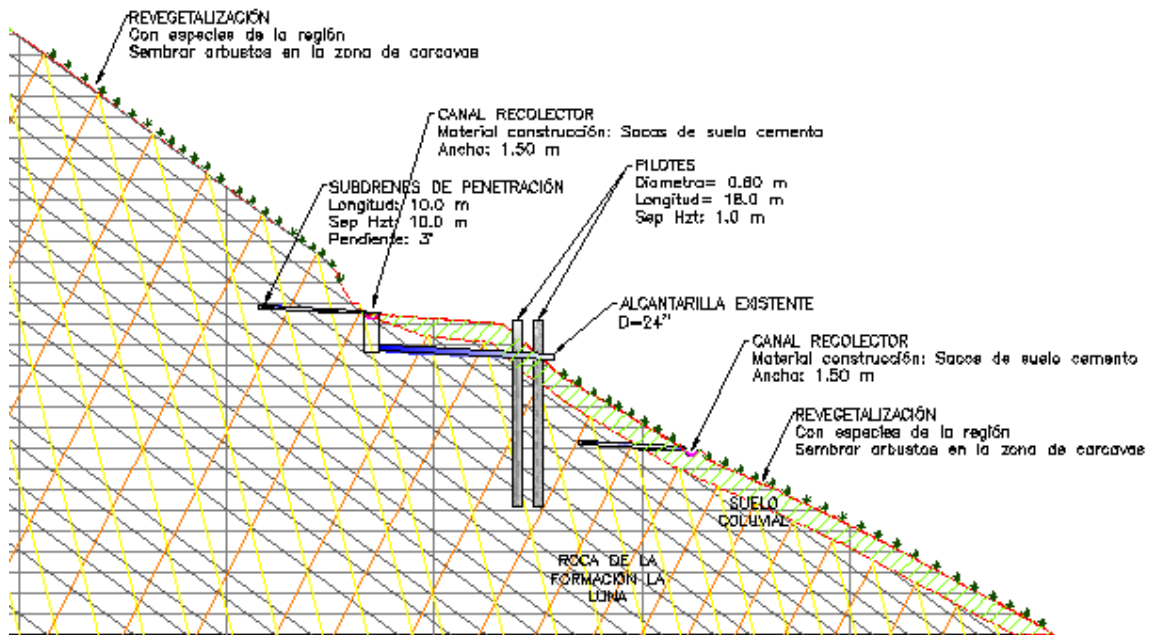


Figura 53. Detalle de pilotes

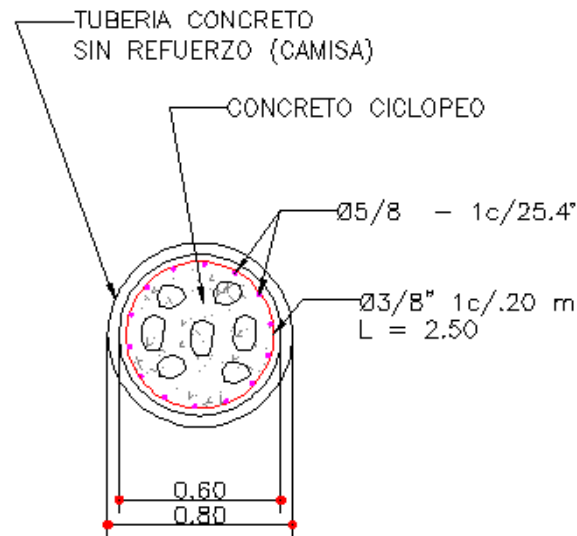


Tabla 21. Cantidades y presupuesto aproximado alternativa 1

Descripción	Unidad	Cantidad	Valor unitario	Valor Parcial
Localización y replanteo	GL	1	\$ 10,018,667.00	\$ 10'018,667.00
Pilotes de 18.0 m (87)	ml	1566	\$ 831,890.00	\$ 1,302'739.740.00
Canales en sacos de suelo-cemento	ml	256	\$ 61,100.00	\$ 15'641,600.00
Subdrenes de penetración Longitud 10.0m (26)	ml	260	\$ 184,200.00	\$ 47'892,000.00
Revegetalización con biomanto e hidrosiembra	m <sup>2</sup>	3000	\$ 16,942.00	\$ 50'826,000.00
Valor Costo directo de las obras				\$ 1.427'118.007.00
AIU (15%)				\$ 214'067.701.05
Valor Total de las obras				\$ 1.641'185.708.05

### 10.5.2. Alternativa 2 (Anclajes pretensionados)

Se plantea como obra de contención para la vía y el talud superior, la construcción de un sistema de pantallas ancladas y un muro pantalla.

En la parte inferior de la vía se recomienda la construcción de un muro pantalla con anclajes de 40 toneladas separados cada 2.00 metros horizontalmente, con un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de 20°, separados en tres filas, esta obra se recomienda con el fin de mantener la banca de la vía al momento de que ocurra un sismo.

Se recomienda la construcción de mínimo siete sub-drenes de penetración de 10.00 metros de longitud cada uno, con pendiente de 3° y separación horizontal de aproximadamente de 10.00 metros, tanto en el talud superior como en el talud inferior de la vía.

Se recomienda la reconfiguración general de los taludes en toda la zona, revegetalización utilizando especies de la región. Igualmente se recomienda la siembra de arbustos en las zonas de cárcavas. El área a revegetalizar y reconfigurar es aproximadamente 600m<sup>2</sup>.

En los taludes superior e inferior se recomienda la construcción de un canal en sacos de suelo-cemento de 1.50 metros de ancho y de por lo menos 88.00 metros de longitud en el

talud superior donde entrega en la caja recolectora que se debe reconstruir y de aproximadamente 64.00 metros de longitud en el talud inferior, entregando a un recolector existente.

Figura 54. Planta de obras alternativa 2.

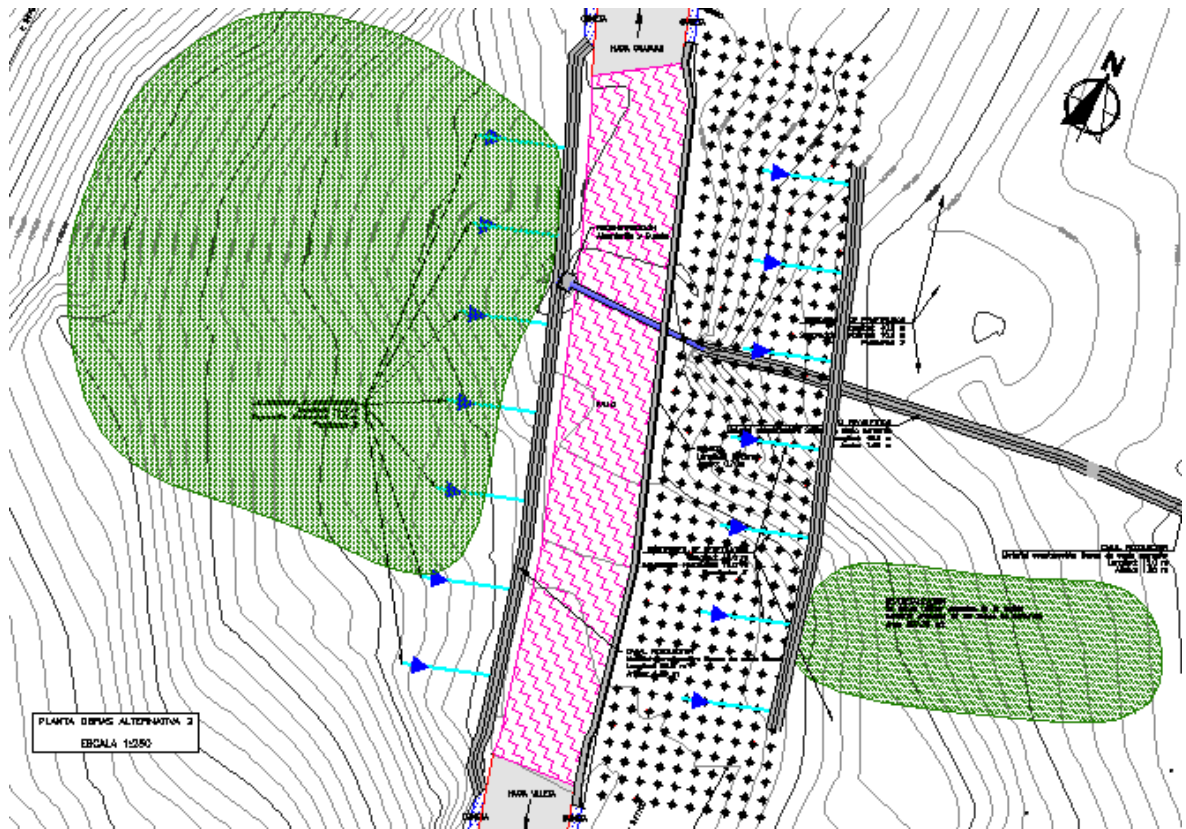


Figura 55. Perfil de obras alternativa 2.

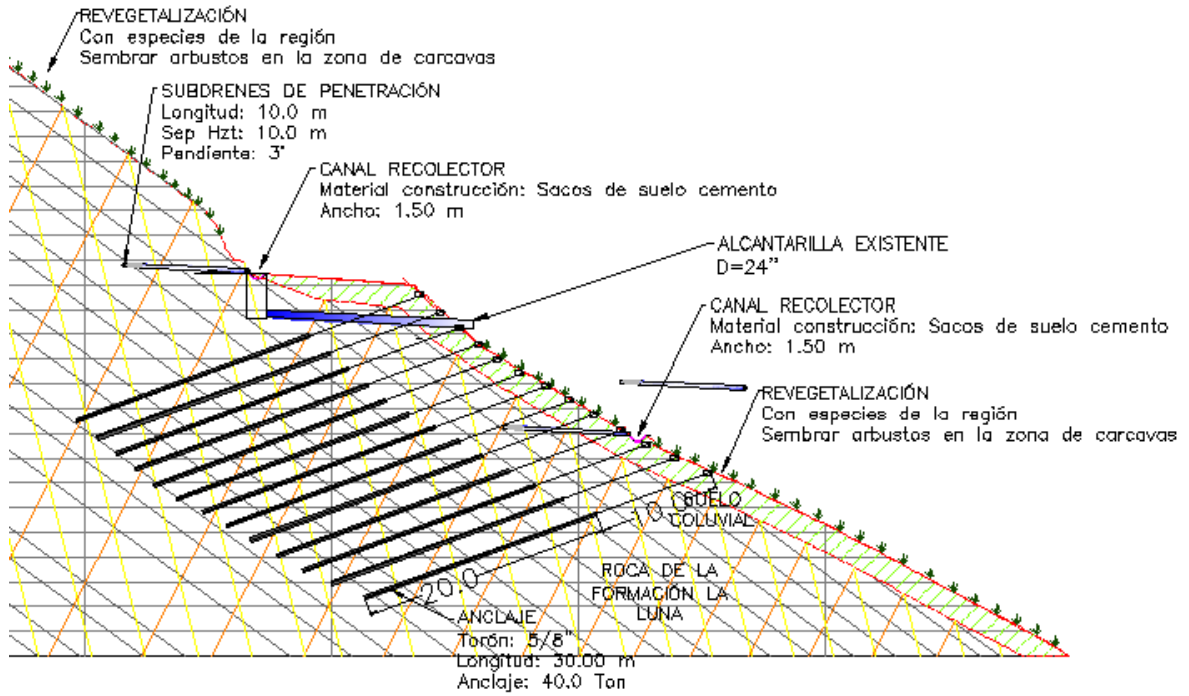


Figura 56. Detalle de anclajes

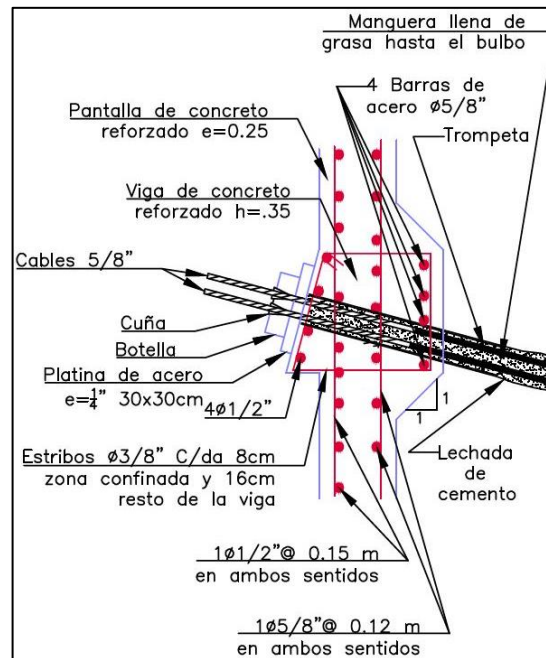


Figura 57. Detalle Anclaje Pretensionado 40 Ton

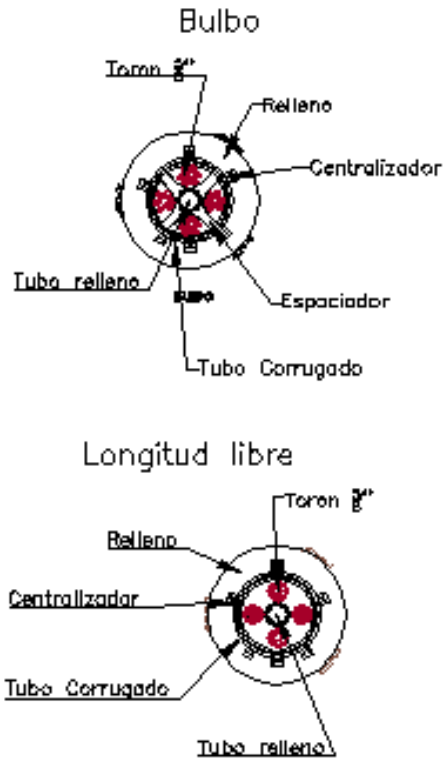


Figura 58. Detalle del canal en suelo-cemento

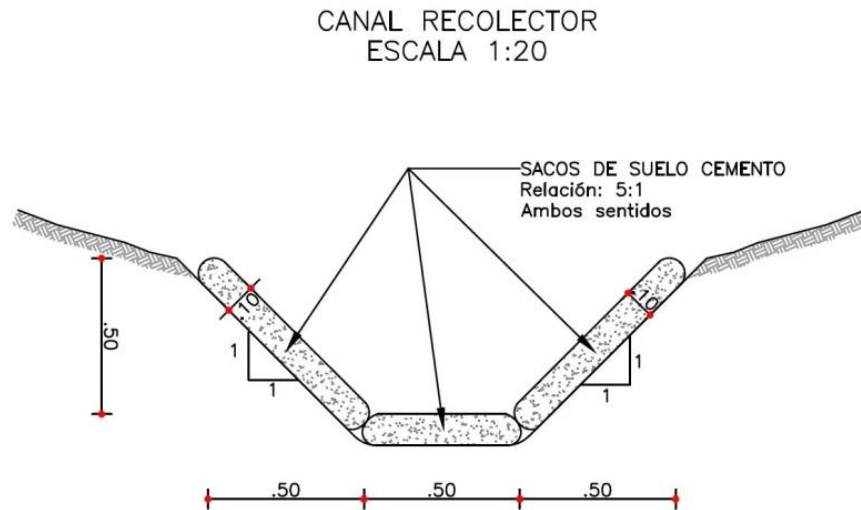


Figura 59. Detalle de subdrenes de penetración horizontal

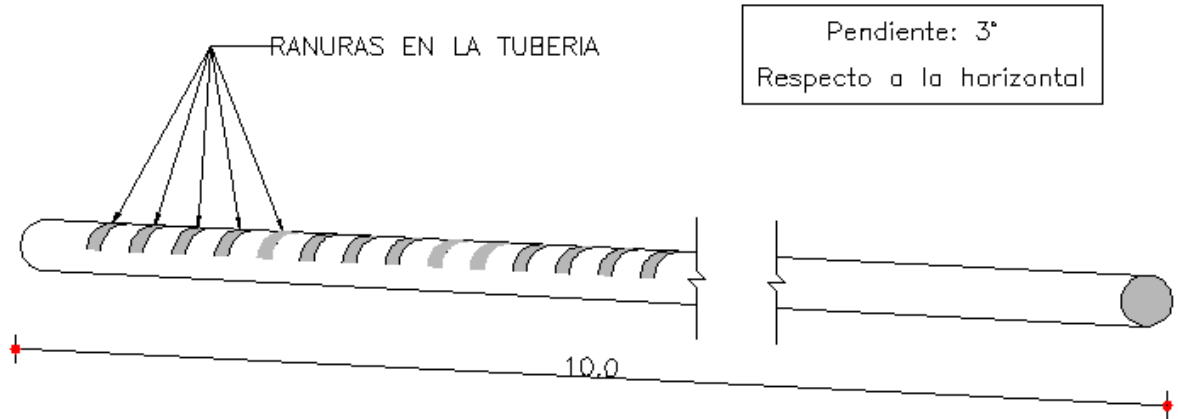


Tabla 22. Cantidades y presupuesto aproximado alternativa 2

Descripción	Unidad	Cantidad	Valor unitario	Valor Parcial
Localización y replanteo	GL	1	\$ 10,018,667.00	\$ 10'018,667.00
Anclajes de 40 Ton	ml	12.180	\$ 353,570.00	\$ 4,306'482,600.00
Concreto pantalla y muro	m <sup>3</sup>	81,2	\$ 403,398.00	\$ 32'755,917.60
Acero de refuerzo para pantalla y muro	kg	9.338	\$ 4.500.00	\$ 42'021.000.00
Canales en sacos de suelo-cemento	ml	256	\$ 61,100.00	\$ 15'641,600.00
Subdrenes de penetración Longitud 40.0m (14)	ml	260	\$ 184,200.00	\$ 47'892,000.00
Revegetalización con biomanto e hidrosiembra	m <sup>2</sup>	3.000	\$ 16,942.00	\$ 50'826,000.00
Valor Costo directo de las obras				\$ 4,505'637,748.60
AIU (15%)				\$ 675'845,667.69
Valor Total de las obras				\$ 5,181'483,425.29

## 11. ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones técnicas contienen las normas, exigencias y procedimientos constructivos aplicados a todas las actividades necesarias para la construcción de las obras planteadas.

A continuación se presenta una tabla con las especificaciones necesarias para la construcción de la alternativa 1 pantalla de pilotes y construcción de subdrenes de penetración.

Tabla 23. Especificaciones técnicas

<b>Artículo</b>	<b>Descripción</b>
600-07	Excavaciones varias
621-07	Pilotes pre-excavados
630-07	Concreto estructural
640-07	Acero de refuerzo
674-07	Drenes horizontales en taludes

Fuente: INVIAS

## 12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 12.1. CONCLUSIONES GENERALES

El problema está relacionado con los movimientos de mantos de suelos de gran espesor sobre los suelos residuales al saturarse en temporadas de lluvias.

El movimiento ocasiona el desplazamiento de la vía hacia abajo y el desplazamiento del talud superior hacia la zona de la vía.

Se debe esperar la ampliación de la zona del movimiento tanto hacia arriba como a lo largo de la vía, si no se construyen obras de estabilización.

Debe tenerse en cuenta que en una temporada de lluvias de gran magnitud, puede presentarse la aceleración de los movimientos actuales que pueden sacar de servicio la vía en pocas semanas; esta situación es muy probable si no se construyen las obras de estabilización.

### 12.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Teniendo en cuenta las alternativas planteadas, se presenta un cuadro comparativo para analizar la viabilidad de las obras.

Análisis de estabilidad.

En este criterio se analizara tanto la estabilidad global de la banca, como la estabilidad de los taludes superiores e inferiores y la incidencia en la movilidad de la vía.

Estimativo de costos.

Son todos los posibles costos que con lleva la construcción de las alternativas para el normal funcionamiento de la vía.

Sistema constructivo

Se analiza los sistemas más viables para la construcción teniendo en cuenta la afectación de la vía y la rapidez de la ejecución de las obras de estabilización.

Tabla 24. Análisis de alternativas

Criterios de Análisis	Alternativas	
	Alternativa 1	Alternativa 2
Análisis de Estabilidad	Aun cuando en el análisis se muestra que la banca de la vía es estable, se pueden esperar posibles desprendimientos de material en el talud superior que pueden llegar afectar la movilidad, especialmente del coluvión ya que la saturación que no se puede prever dará camino al movimiento por esta razón se ha pretendido la doble línea de pilotes para evitar el flujo del material por entre ellos.	Esta alternativa garantiza la estabilidad de la banca de la vía y el talud superior, debido a que se encuentra protegido por la pantalla de anclajes pretensionados, no se deben esperar desprendimientos o movimientos que puedan afectar la movilidad de la vía.
Estimativo costos	\$ 1,641'185,808.05	\$ 5,181'483,425.29
Sistema constructivo	La construcción de las pantallas de pilotes es relativamente rápida y no afectan la movilidad en la vía.	Requiere teniendo en cuenta que se debe ir construyendo la pantalla de concreto armado, además para la construcción del muro pantalla del talud inferior es necesario la demolición del muro en gaviones existente, lo que con lleva al cierre parcial de un carril.

Teniendo en cuenta los diferentes criterios de análisis, se recomienda la construcción de la doble pantalla de pilotes, con el fin de garantizar la integridad de esta. Aunque se pueden esperar posibles movimientos de los suelos subsuperficiales del talud superior, estos no serán de gran magnitud y se podrán manejar de tal manera que la vía no se vea afectada por ellos.

Otra de las variables que se tiene para escoger la viabilidad de la obra es el posible impacto ambiental que pueden generar al momento de la construcción, y de acuerdo a esto se puede concluir que La alternativa 1 genera un impacto ambiental menor a la alternativa de anclajes pretensionados.

### 12.3. RECOMENDACIONES

La prioridad de obras de estabilización es la construcción de las pantallas en pilotes o pilas y los subdrenes de penetración.

Se recomienda que se fundan las pilas o pilotes inmediatamente se excave para evitar fallas de los taludes de las excavaciones.

Se recomienda que las obras se construyan en temporada seca (meses de diciembre, enero o febrero).

La pantalla debe construirse de los extremos hacia el centro, en tal forma que los primeros pilotes queden en la zona estable y se genere un efecto de pantalla que pueda garantizar la estabilidad si se llegara a presentar una falla durante la construcción.

Se recomienda la instalación de un sistema de monitoreo (inclinómetros-mojones) para el monitoreo permanente del movimiento. La toma de datos deberá efectuarse cada 8 días para verificar la condición de estabilidad de la banca de la vía.

## BIBLIOGRAFÍA

- SCHNAID, Fernando. En ensayos in situ en Geo-mecánica: Las pruebas principales, 2009.
- ÁLVAREZ MANILLA ACEVES, Alfonso y GARNICA ANGUAS, Paul y PEREZ SALAZAR, Alfonso. Evaluación Indirecta De Los Módulos Elásticos De Rigidez In Situ y La Relación entre Vp/Vs y El Ángulo De Fricción Interna.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis y otros. Ingeniería Geológica. Pearson Education S.A. 2002.
- DIRECCIÓN TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. Guía Para El Diseño y La Ejecución De Anclajes Al Terreno En Obras De Carretera, Madrid 2001.
- INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGÍA Y MINERÍA - INGEOMINAS. <http://www.ingominas.gov.co>.
- INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI - IGAC. <http://www.igac.gov.co>.
- INSTITUTO GEOLÓGICO Y MINERA DE ESPAÑA. Manual de Taludes. 1986, 455p.
- INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS - INVÍAS. <http://www.invias.gov.co>.
- ULUGERGERLI, Emin U. and UYANIK, Osman. Las correlaciones estadísticas entre la onda sísmica, Las velocidades y la cantidad de golpes SPT y la relativa, Densidad de Suelos.
- REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE - NSR-10.
- SUAREZ DÍAZ, Jaime. Control de Erosión en Zonas Tropicales (2001).
- SUAREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos, Versión 2009 tomos 1 y 2.
- COROMINAS, Jordi. Tipos De Rotura En Laderas y Taludes, 2002.
- GONZÁLEZ G, Álvaro J. X Jornadas Geotécnicas De La Ingeniería Colombiana, Estimativos De Parámetros Efectivos De Resistencia Con El SPT.

## **ANEXOS**

ANEXO A. ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO B. PLANOS ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN

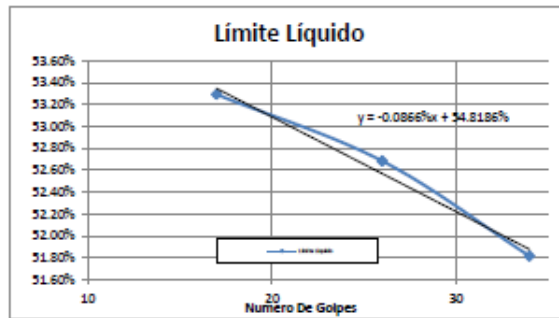
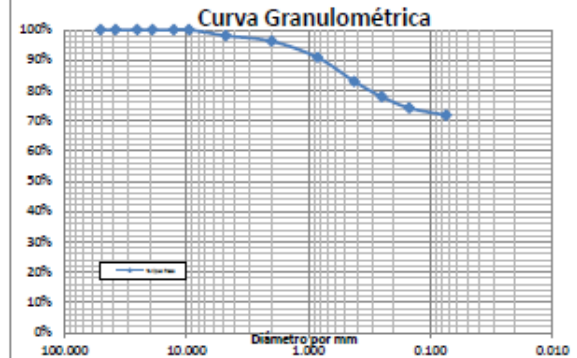
	<b>REGISTRO</b> <b>ENSAYO DE CLASIFICACIÓN</b> <b>LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN</b> <b>I.N.V E-122 E-123 E-125 E-126</b>		VERSION 02 14/04/2012	
	<b>PROYECTO:</b> Realización de los estudios y diseños de obras de estabilidad vial en el corredor Cimitarra - Landazuri de acuerdo con la normatividad de INVIAS y las normas de la CAR, en el desarrollo del contrato No. 0526 - 2012 cuyo objeto es "Mejoramiento, gestión social, predial y ambiental del proyecto corredor Transversal del Carare Fase 2 para el programa corredores prioritarios para la prosperidad".	<b>TIPO DE ENSAYO:</b>	SONDEO	
<b>UBICACIÓN:</b> K 47 + 500	<b>MUESTRA:</b>	1		
<b>SECTOR:</b> Municipio de Landazuri (Santander)	<b>PROF(m):</b>	De 1 a 2		
<b>SOLICITANTE:</b> INVIAS	<b>FECHA:</b>	03/11/2012		
<b>DESCRIPCIÓN:</b> Muestra lavada extraída mediante rotación, clasificada como arcilla inorgánica de alta plasticidad.	<b>HOJA</b>	1		
<b>MUESTRA TOMADA:</b> Ensayos SPT	<b>DE</b>	4		

Determinación No	1	2	3
Número de golpes	17	26	34
Recipiente No	31	34	37
P <sub>1</sub>	21.58	21.56	21.56
P <sub>2</sub>	16.32	16.75	16.42
P <sub>3</sub>	6.45	7.62	6.5
P <sub>w</sub>	5.26	4.81	5.14
P <sub>u</sub>	9.87	9.13	9.92
W%	53.29%	52.68%	51.81%

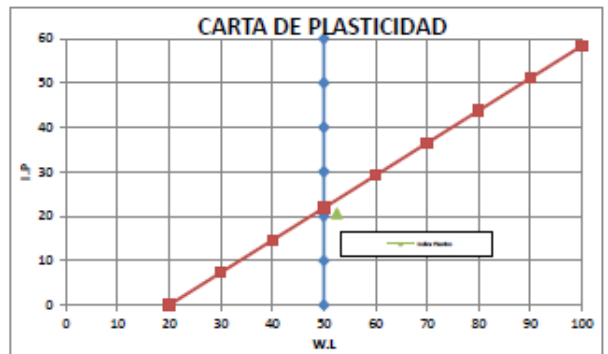
Peso inicial:		260.80		Peso sin finos:			73.60		
Tamiz,plg	Tamiz,mm	Peso Material	% Reten.	%Ret.Acum	%Pasa				
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%				
1 1/2	38.100	0.00	0.00%	0.00%	100.00%				
1"	25.400	0.00	0.00%	0.00%	100.00%				
3/4"	19.050	0.00	0.00%	0.00%	100.00%				
1/2	12.700	0.00	0.00%	0.00%	100.00%				
3/8	9.520	0.00	0.00%	0.00%	100.00%				
4	4.760	5.10	1.96%	1.96%	98.04%				
10	2.000	4.80	1.84%	3.80%	96.20%				
20	0.840	14.00	5.37%	9.16%	90.84%				
40	0.420	20.60	7.90%	17.06%	82.94%				
60	0.250	13.10	5.02%	22.09%	77.91%				
100	0.149	9.70	3.72%	25.80%	74.20%				
200	0.074	6.30	2.42%	28.22%	71.78%				
Pasa 200	0.000	187.20	71.78%	100.00%	0.00%				
Total									

Recipiente No	77	67
P <sub>1</sub>	10.64	10.68
P <sub>2</sub>	9.71	9.86
P <sub>3</sub>	6.74	7.34
P <sub>w</sub>	0.93	0.82
P <sub>u</sub>	2.97	2.32
W%	31.31%	32.34%

p1=Peso Recipiente+Suelo Húmedo en gr:	350.21
p2=Peso Recipiente + Suelo Seco en gr:	265.1
p3=Peso Recipiente en gr	50.21
p4=Peso del Agua en gr	85.11
p5=Peso Suelo Seco en gr	214.89
w=Contenido de Agua en %	39.61%



No se permiten diferencias mayores a 2% entre dos ensayos de LP del mismo material



RESULTADOS		CLASIFICACIÓN	
Límite líquido	52.53%	Índice de Grupo	16
Límite plástico	31.93%	A.A.S.H.T.O.	A-7
Índice de plasticidad	20.60%	S.U.C.S.	CH
Gravas	1.96%		
Arenas	26.26%		
Finos	71.78%		

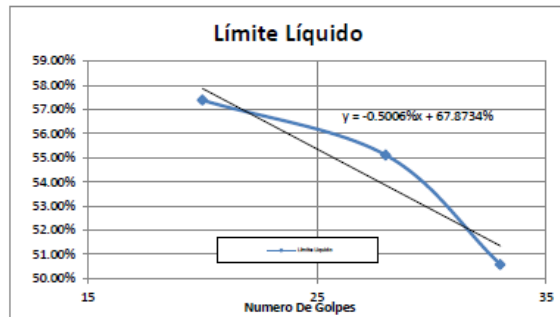
HOLGER MURCIA  
REALIZÓ

	<b>REGISTRO</b> <b>ENSAYO DE CLASIFICACIÓN</b> <b>LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN</b> <b>I.N.V E-122 E-123 E-125 E-126</b>		VERSION 02 14/04/2012	
	<b>PROYECTO:</b> Realización de los estudios y diseños de obras de estabilidad vial en el corredor Cimitarra - Landazuri de acuerdo con la normatividad de INVIAS y las normas de la CAR, en el desarrollo dl contrato No. 0526 - 2012 cuyo objeto es "Mejoramiento, gestión social, predial y ambiental del proyecto corredor Transversal del Carare Fase 2 para el programa corredores prioritarios para la prosperidad".	<b>TIPO DE ENSAYO:</b>	SONDEO	
<b>UBICACIÓN:</b> K 47 + 500	<b>MUESTRA:</b>	2		
<b>SECTOR:</b> Municipio de Landazuri (Santander)	<b>PROF(m):</b>	De 2 a 3		
<b>SOLICITANTE:</b> INVIAS	<b>FECHA:</b>	03/11/2012		
<b>DESCRIPCIÓN:</b> Muestra extraída mediante rotación, clasificada como arcilla inorgánica de alta plasticidad.			<b>HOJA</b>	2
<b>MUESTRA TOMADA:</b> Ensayos SPT			<b>DE</b>	4

LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
Número de golpes	20	28	33
Recipiente No	82	63	99
P <sub>1</sub>	20.59	20.55	20.68
P <sub>2</sub>	15.42	16.02	15.92
P <sub>3</sub>	6.41	7.8	6.51
P <sub>w</sub>	5.17	4.53	4.76
P <sub>s</sub>	9.01	8.22	9.41
W%	57.38%	55.11%	50.58%

LÍMITE PLÁSTICO		
Recipiente No	77	67
P <sub>1</sub>	10.65	10.56
P <sub>2</sub>	9.61	9.73
P <sub>3</sub>	6.73	7.54
P <sub>w</sub>	1.04	0.83
P <sub>s</sub>	2.88	2.19
W%	36.11%	37.90%

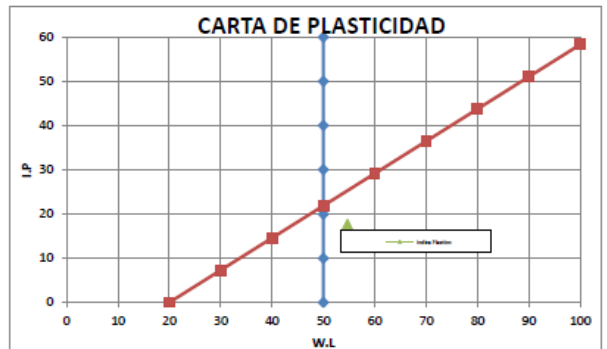
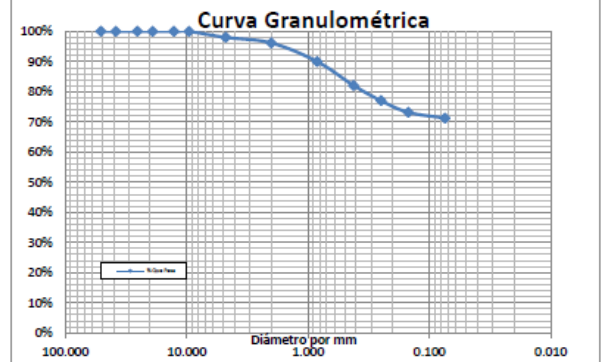
p <sub>1</sub> =Peso Recipiente+Suelo Húmedo en gr:	304.56
p <sub>s</sub> =Peso Recipiente + Suelo Seco en gr:	231.5
p <sub>1</sub> =Peso Recipiente en gr	50.23
p <sub>w</sub> =Peso del Agua en gr	73.06
p <sub>s</sub> =Peso Suelo Seco en gr	181.27
w =Contenido de Agua en %	40.30%



No se permiten diferencias mayores a 2% entre dos ensayos de LP del mismo material

RESULTADOS		CLASIFICACIÓN	
Límite líquido	54.68%	Índice de Grupo	14
límite plástico	37.01%	A.A.S.H.T.O.	A-7
Índice de plasticidad	17.67%	S.U.C.S.	CH
Gravas	1.97%		
Arenas	26.78%		
Finos	71.25%		

Peso inicial:		259.51				Peso sin finos:		74.60			
Tamiz,plg	Tamiz,mm	Peso Material	% Reten.	%Ret,Acum	%Pasa						
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%						
1 1/2	38.100	0.00	0.00%	0.00%	100.00%						
1"	25.400	0.00	0.00%	0.00%	100.00%						
3/4"	19.050	0.00	0.00%	0.00%	100.00%						
1/2	12.700	0.00	0.00%	0.00%	100.00%						
3/8	9.520	0.00	0.00%	0.00%	100.00%						
4	4.760	5.10	1.97%	1.97%	98.03%						
10	2.000	4.80	1.85%	3.81%	96.19%						
20	0.840	16.00	6.17%	9.98%	90.02%						
40	0.420	20.60	7.94%	17.92%	82.08%						
60	0.250	13.10	5.05%	22.97%	77.03%						
100	0.149	10.00	3.85%	26.82%	73.18%						
200	0.074	5.00	1.93%	28.75%	71.25%						
Pasa 200	0.000	184.91	71.25%	100.00%	0.00%						
Total											



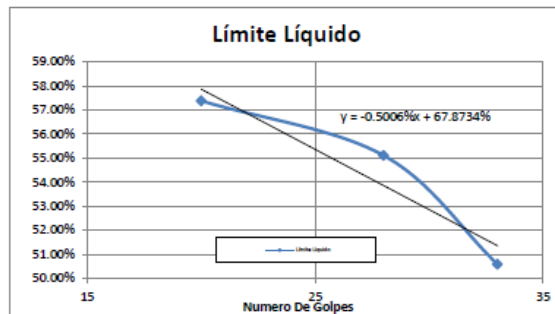
HOLGER MURCIA  
REALIZÓ

	<b>REGISTRO</b> <b>ENSAYO DE CLASIFICACIÓN</b> <b>LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN</b> <b>I.N.V E-122 E-123 E-125 E-126</b>		VERSION 02 14/04/2012		
	<b>PROYECTO:</b> Realización de los estudios y diseños de obras de estabilidad vial en el corredor Cimitarra - Landazuri de acuerdo con la normatividad de INVIAS y las normas de la CAR, en el desarrollo del contrato No. 0526 - 2012 cuyo objeto es "Mejoramiento, gestión social, predial y ambiental del proyecto corredor Transversal del Carare Fase 2 para el programa corredores prioritarios para la prosperidad".	<b>TIPO DE ENSAYO:</b>	SONDEO		<b>CÓDIGO</b> <b>TOR-LAB-02</b>
<b>UBICACIÓN:</b> K 47 + 500	<b>MUESTRA:</b>	3			
<b>SECTOR:</b> Municipio de Landazuri (Santander)	<b>PROF(m):</b>	De 3 a 4,3			
<b>SOLICITANTE:</b> INVIAS	<b>FECHA:</b>	03/11/2012			
<b>DESCRIPCIÓN:</b> Muestra lavada extraída mediante rotación,					
<b>MUESTRA TOMADA:</b> Ensayos SPT				<b>HOJA</b> DE	3 4

Determinación No	1	2	3
Número de golpes	16	23	33
Recipiente No	25	27	52
P <sub>1</sub>	20.7	21.62	21.63
P <sub>2</sub>	15.63	16.75	16.51
P <sub>3</sub>	6.28	7.61	6.58
P <sub>w</sub>	5.07	4.87	5.12
P <sub>s</sub>	9.35	9.14	9.93
W%	54.22%	53.28%	51.56%

Recipiente No	51	59
P <sub>1</sub>	11.58	11.57
P <sub>2</sub>	10.62	10.78
P <sub>3</sub>	6.7	7.4
P <sub>w</sub>	0.96	0.79
P <sub>s</sub>	3.92	3.38
W%	24.49%	23.37%

p <sub>1</sub> =Peso Recipiente+Suelo Húmedo en gr:	531.26
p <sub>2</sub> =Peso Recipiente + Suelo Seco en gr:	369.36
p <sub>3</sub> =Peso Recipiente en gr	50.1
p <sub>w</sub> =Peso del Agua en gr	161.9
p <sub>s</sub> =Peso Suelo Seco en gr	319.26
w=Contenido de Agua en %	50.71%



No se permiten diferencias mayores a 2% entre dos ensayos de LP del mismo material

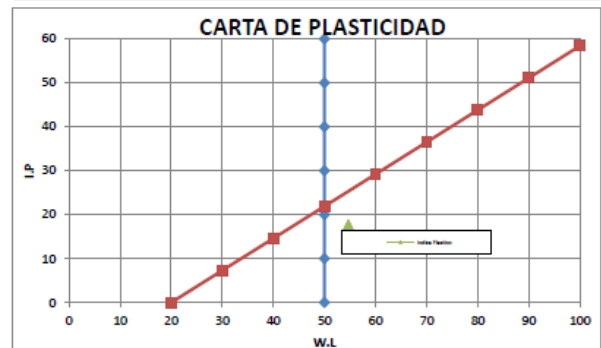
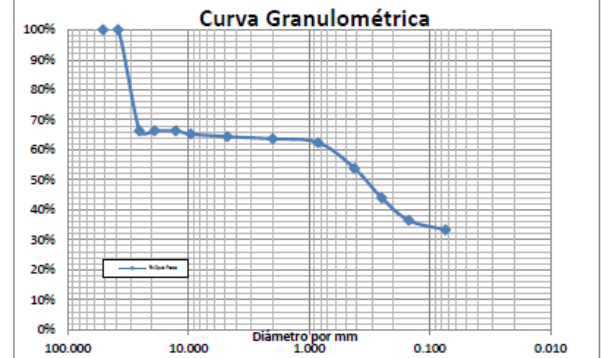
**RESULTADOS**

Límite líquido	52.48%
límite plástico	23.93%
Índice de plasticidad	28.55%
Gravas	35.59%
Arenas	31.11%
Finos	33.30%

**CLASIFICACIÓN**

Índice de Grupo	3
A.A.S.H.T.O.	A-2-4
S.U.C.S.	GM

Peso inicial:		314.71			
Peso sin finos:		209.90			
Tamiz,plg	Tamiz,mm	Peso Material	% Reten.	%Ret_Acum	%Pasa
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
1 1/2	38.100	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25.400	106.00	33.68%	33.68%	66.32%
3/4"	19.050	0.00	0.00%	33.68%	66.32%
1/2	12.700	0.00	0.00%	33.68%	66.32%
3/8	9.520	3.40	1.08%	34.76%	65.24%
4	4.760	2.60	0.83%	35.59%	64.41%
10	2.000	2.40	0.76%	36.35%	63.65%
20	0.840	4.00	1.27%	37.62%	62.38%
40	0.420	27.00	8.58%	46.20%	53.80%
60	0.250	31.00	9.85%	56.05%	43.95%
100	0.149	23.60	7.50%	63.55%	36.45%
200	0.074	9.90	3.15%	66.70%	33.30%
Pasa 200	0.000	104.81	33.30%	100.00%	0.00%
Total					



HOLGER MURCIA  
REALIZÓ



Perfil Estratigráfico															
DESCRIPCIÓN	DIAGRAMA	Tipo de ensayo:		CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	SONDEO	Ubicación:			INVIAS			CÓDIGO	TOR-AJAB-04		
		MUESTRA	GRAVADURA			K 47 + 500	K 47 + 500	Fecha:	HOJA	12"	18"				
Realización de los estudios y diseños de obras de estabilidad vial en el corredor Cimitarra - Llanaduzuri de acuerdo con la normatividad de INVIAS y las normas de la CAIR, en el desarrollo de contrato No. 0526 - 2012 cuyo objeto es "Mejoramiento, gestión social, prestat y ambiental del proyecto corredor Transversal del Carare Fase 2 para el programa corredores prioritarios para la prosperidad".															
Sector:		Solicitante:		LÍMITES ATTERBERG		GRADACIÓN		RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (MPa)		A.A.S.A.L.Z.O.		DE		4	
MUESTRA		L.L. %		L.P. %		L.P. %		GRAVAS %		ARENAS %		FINOS %		4	
Muestra no recuperada															
Muestra lavada extraída mediante rotación, clasificada como arcilla inorgánica de alta plasticidad.		M2	CH	39.61%	52.53%	31.93%	20.60%	0.63	1.96%	26.26%	71.78%	A-7			
Muestra extraída mediante rotación, clasificada como arcilla inorgánica de alta plasticidad.		M3	CH	40.30%	54.68%	37.01%	17.67%	0.81	1.97%	26.78%	71.25%	A-7			
Muestra lavada extraída mediante rotación,		M4	GM	50.71%	52.48%	23.93%	28.55%	0.06	35.59%	31.11%	33.30%	A-1-4			
Muestra de roca meteorizada recuperada, clasificada en la zona de transición de saprolito a roca meteorizada															
Muestra de roca meteorizada recuperada, clasificada en la zona de transición de saprolito a roca meteorizada															

ING. JUDICEL SARFORRES

BOLETA

Observaciones:



**PARAMETROS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION INCONFINADA  
COMPRESION CONFINADA  
Normas INV-E 152 ASTM 2166**

<b>EMPRESA</b>	
<b>LOCALIZACIÓN</b>	K 47 + 150

<b>SONDEO</b>		<b>Muestra</b>	1	<b>Profundidad</b>		<b>mts</b>
---------------	--	----------------	---	--------------------	--	------------

Descripción del suelo :

Roca

Estado de la muestra

Alterada

Inalterada

Humeda

Saturada

Fecha Ensayo:

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			
Diametro inferior (cm):	4.7	Peso humedo + tara (grs)	
Diametro medio (cm):	4.71	Peso seco + tara (g)	461.50
Diametro Superior (cm):	4.78	Peso de la tara (grs)	
Diametro Promedio (cm):	4.745	Peso de la muestra seca (grs)	461.50
Largo ini (cm)	10.075	Peso Unitario seco (grs/cm3)	2.59
Area (cm2)	17.7	Esbeltez (L/D):	2.12
Volumen (cm3)	178.2	Largo final (cm)	10.08

APLICACIONES DE CARGA					
Lectura del dial de deformación (0.01 mm)	Lectura de carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Lectura del dial de deformación (0.01 mm)	Lectura de carga (KN)	Lectura de carga (KN)
0.25	0.18	0.10	7.75		
0.50	1.30	0.73	8.00		
0.75	3.31	1.87	8.25		
1.00	5.90	3.34	8.50		
1.25	9.56	5.41	8.75		
1.50	14.20	8.03	9.00		
1.75	18.76	10.61	9.25		
2.00	26.00	14.70	9.50		
2.25			9.75		
2.50			10.00		
2.75			10.25		
3.00			10.50		
3.25			10.75		
3.50			11.00		
3.75			11.25		
4.00			11.50		
4.25			11.75		
4.50			12.00		
4.75			12.25		
5.00			12.50		
5.25			12.75		
5.50			13.00		
5.75			13.25		
6.00			13.50		
6.25			13.75		
6.50			14.00		
6.75			14.25		
7.00			14.50		
7.25			14.75		
7.50			15.00		

HOLGER MURCIA  
LABORATORISTA

## 12.4. ANEXO 2. RELACIÓN DE PLANOS

**Tabla 4. Relación de Planos**

<b>Plano No.</b>	<b>Contiene</b>	<b>Escala</b>
01	Plano de obras alternativa 1	Indicadas
02	Plano de obras alternativa 2	Indicadas