

**PREDISEÑO DE OBRA DE ESTABILIZACIÓN PARA UN TALUD UBICADO EN
LA VEREDA SAN PEDRO DE CAPARRAPÍ, CUNDINAMARCA.**

ANGIE FERNANDA BÁEZ CASTAÑEDA



**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
“Primer Claustro Universitario de Colombia”**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2019**

**PREDISEÑO DE OBRA DE ESTABILIZACIÓN PARA UN TALUD UBICADO EN
LA VEREDA SAN PEDRO DE CAPARRAPÍ, CUNDINAMARCA.**

ANGIE FERNANDA BÁEZ CASTAÑEDA
Código: 2156661

Trabajo de grado presentado para optar por el título de Ingeniero Civil

JUAN MIGUEL SÁNCHEZ DURÁN
Ing. Civil (Director)
ELKIN GERARDO ÁVILA CASTRO
Ing. Civil (Par Académico)



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
“Primer Claustro Universitario de Colombia”

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2019

AGRADECIMIENTOS

A Dios doy gracias por ser mi guía, colmándome de paciencia y sabiduría. A mis padres por su dedicación y apoyo incondicional, por estar siempre para mí y ser fuente de energía, por demostrarme que la confianza y la perseverancia son los pilares esenciales para escalar los retos más altos.

También doy gracias al ingeniero Juan Miguel Sánchez, director de este trabajo de grado por su apoyo y el tiempo que aportó para el eficaz desarrollo de este proyecto.

Por último a cada una de las personas que directa o indirectamente hicieron posible la culminación de este trabajo.

TABLA DE CONTENIDO

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	15
DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL PROYECTO	16
JUSTIFICACIÓN.....	17
OBJETIVOS.....	19
GENERAL.....	19
ESPECIFICOS.....	19
1. MARCO REFERENCIAL.....	20
1 1.1. MARCO CONCEPTUAL	20
2 1.2. MARCO TEORICO	23
1.2.1. Estabilidad de Taludes.....	23
1.2.2. Método probabilístico de análisis de estabilidad de taludes geometría	24
1.2.3. Métodos para determinar la probabilidad de falla del talud.....	27
1.2.4. Análisis por computadora.....	33
3 2. METODOLOGÍA	36
2.1. FLUJOGRAMA DEL PROYECTO.	38
4 CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	39
4.1 LOCALIZACIÓN	39
4.2 GEOLOGÍA.....	40
4.2.1 Geología Regional.....	40
4.2.2 Geología Estructural Regional	42
4.2.3 Geología Superficial	43

4.2.4	Geología Estructural Superficial	49
4.3	GEOMORFOLOGÍA.....	49
4.3.1	Geomorfología Regional	49
4.4	HIDROGEOLOGÍA	53
4.4.1	Modelo Hidrogeológico Conceptual.....	53
4.4.2	Clasificación De Las Unidades Hidrogeológicas	56
4.4.3	Zonas De Recarga	60
5	CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA	62
5.1	INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	62
5.1.1	Ensayos de campo y laboratorio por métodos directos.....	62
5.1.2	Ensayos de Campo por Métodos Indirectos.....	65
5.2	MODELO GEOTÉCNICO	74
5.3	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES ENCONTRAOS EN EL ÁREA PARA REALIZAR DISEÑOS DE INGENIERÍA.....	77
5.3.1	Suelo Transportado Reciente (Str).....	77
5.3.2	Suelo Transportado Fluvial (Strf).....	83
5.3.3	Suelo Grado Vi (Horizonte Vi) Formación Córdoba.....	89
5.3.4	Roca Meteorizada De La Formación Córdoba (W.R.).....	94
5.3.5	Roca Altamente Fracturada De La Formación Cordoba (H.J.).....	108
6	DIAGNÓSTICO Y CONCEPTUALIZACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.	118
6.1	FACTORES INFLUYENTES (PENDIENTE, SUELO Y USOS)	118
6.2	CLASIFICACIÓN Y DEFINICIÓN DEL MOVIMIENTO DE INESTABILIDAD	122
6.2.1	Movimiento de inestabilidad compuesto (tipo Flujo de Tierras).....	126
6.2.2	Movimientos de Inestabilidad Superficiales (tipo reptación).....	128

6.3	CONDICIÓN SISMICA DE LA ZONA	130
6.3.1	Procedimiento Metodológico Para Definir El Perfil Del Suelo	130
6.3.2	Perfil del Suelo	132
6.3.3	Parámetros de Aceleración Pico Efectivo (Aa) y Velocidad Pico Efectiva (Av).....	133
6.3.4	Factor De Amplificación Para Sismo (Fa)	135
6.3.5	Coeficiente de Importancia.....	135
6.3.6	Aceleración De Diseño.....	136
6.3.7	Coeficiente Sísmico De Diseño Para Análisis Pseudoestáticos Para Taludes (KST).....	136
6.3.8	Coeficiente Horizontal Sísmico	137
6.4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	137
6.4.1	Salidas graficas de la estabilidad del talud bajo equilibrio límite	139
7	PLANTEAMIENTO DEL DISEÑO	143
7.1	DESCRIPCIÓN DETALLA DEL DISEÑO.	144
7.1.1	Cambio de la geometría del talud.....	145
7.1.2	Protección de Taludes con mantos temporales	147
7.1.3	Reforzamiento del terraplén.	148
7.1.4	Abatimiento del nivel freático.	148
7.1.5	Definición de cargas en la vía	149
7.1.6	Obra de Contención y refuerzo	151
7.1.7	Disposición final del material proveniente de la excavación.....	154
7.1.8	Medidas Complementarías	155
7.1.9	Estabilidad del sistema en el Software MacS.T.A.R.S	155
7.1.10	Estabilidad Global	158

8	PRESUPUESTO	166
9	CONCLUSIONES	167
10	BIBLIOGRAFÍA	169

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Probabilidad de falla anual (inverso del período de retorno) dado el factor de seguridad esperado y su desviación estándar, para una distribución normal.....	26
Ilustración 2 Representación del factor de seguridad por conjuntos difusos trapezoidales	31
Ilustración 1. Localización del área de estudio.....	40
Ilustración 2. Marco geológico regional zona de estudio	41
Ilustración 3. Suelo residual (Sr).....	45
Ilustración 4. Aspectos de las rocas de baja calidad (Rb-K2co).....	45
Ilustración 5. Aspectos de los depósitos transportados de origen fluviotorrencial (Stft)....	47
Ilustración 6. Geología Superficial zona de estudio.....	49
Ilustración 7 Geomorfología de la zona de estudio	52
Ilustración 8. Modelo Hidrogeológico conceptual para la zona de estudio.	58
Ilustración 9. Localización de los sondeos mecánicos realizados (ortofoto y mapa geológico).....	63
Ilustración 10. Localización de la exploración geofísica (LRS -MASW).....	67
Ilustración 11. Mapa Geológico y localización de la exploración geofísica (LRS -MASW).	67
Ilustración 12. Proceso de ejecución LRS-01.....	68
Ilustración 13. Modelo simplificado Vp LRS-01.	69
Ilustración 14. Tomografía sísmica Vp LRS-01.	69
Ilustración 15. Perfil unidimensional Vs MASW-01.....	70
Ilustración 16. Perfil bidimensional (2D) Vs MASW-01.....	70
Ilustración 17. Proceso de ejecución LRS-02.....	71
Ilustración 18. Modelo Simplificado LRS-02.....	72
Ilustración 19. Tomografía sísmica LRS-02	72
Ilustración 20. Perfil unidimensional MASW-02.....	73
Ilustración 21. Perfil bidimensional (2D) Vs MASW-02.....	73
Ilustración 22. Resumen de materiales identificados en los sondeos realizados.....	76
Ilustración 23.Variación de la gradación en función de la profundidad para el material (Str).	77
Ilustración 24.Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para el material (Str).....	78

Ilustración 25.Variación de las propiedades índice del material (Str) en función de la profundidad.....	79
Ilustración 26.Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (Str).	80
Ilustración 27.Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el material (Str).....	81
Ilustración 28.Valores de resistencia al corte para el material (Str).....	82
Ilustración 29.Valor de la resistencia a la compresión Uniaxial del canto dentro del material Str en función de la profundidad y la respectiva clasificación de las rocas según diferentes autores. Gannon et al., 1999.	83
Ilustración 30. Variación de la gradación en función de la profundidad para el material (Strf).	84
Ilustración 31. Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para el material (Strf).....	85
Ilustración 32.Variación de las propiedades índice del material (Strf) en función de la profundidad.....	86
Ilustración 33.Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (Strf).	87
Ilustración 34.Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el material (Strf).....	88
Ilustración 35.Valores de resistencia al corte para el material (Strf).....	88
Ilustración 36.Variación de la gradación en función de la profundidad para el material Suelo Grado VI.	89
Ilustración 37.Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para el Suelo Grado VI.	90
Ilustración 38.Variación de las propiedades índice del material Suelo Grado VI en función de la profundidad.	91
Ilustración 39.Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material Suelo de Grado VI.	92
Ilustración 40.Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el Suelo de Grado VI.	93
Ilustración 41.Valores de resistencia al corte para el Suelo Grado VI (Horizonte VI)	94

Ilustración 42. Variación de la gradación en función de la profundidad para el material (W.R.).	95
Ilustración 43. Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para la roca (W.R.).	96
Ilustración 44. Variación de las propiedades índice del material (W.R.) en función de la profundidad.	97
Ilustración 45. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (W.R.).	98
Ilustración 46. Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el material (W.R.).	99
Ilustración 47. Valores de resistencia al corte para el material (W.R.).	99
Ilustración 48. Variación de la resistencia a la compresión Uniaxial en función de la profundidad de la Roca (W.R.) y la respectiva clasificación de las rocas según diferentes autores. Gannon et al., 1999.	101
Ilustración 49. Variación del RQD en función de la profundidad de la Roca (W.R.).	103
Ilustración 50. GSI	104
Ilustración 51. Coeficiente petrográfico de la roca intacta “mi”.	105
Ilustración 52. Guía para la estimación del factor de alteración “D”. Tomado de: Hoek – Brown, 2002.	106
Ilustración 53. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (H.J.).	108
Ilustración 54. Variación de la resistencia a la compresión Uniaxial en función de la profundidad de la Roca (H.J.) y la respectiva clasificación de las rocas según diferentes autores. Gannon et al., 1999.	110
Ilustración 55. Variación del RQD en función de la profundidad de la Roca (H.J.)	112
Ilustración 56. GSI	113
Ilustración 57. Coeficiente petrográfico de la roca intacta “mi”. Tomado de: Hoek (2000).	114
Ilustración 58. Guía para la estimación del factor de alteración “D”. Tomado de: Hoek – Brown, 2002.	115
Ilustración 1. Parte superior del proceso de remoción	124
Ilustración 2. Parte superior del proceso de remoción	125

Ilustración 3. Localización general de procesos inestables en al sur de la vereda San Pedro.....	126
Ilustración 4.Aspectos de la parte superior del movimiento principal.....	127
Ilustración 5. Aspectos de la parte superior del movimiento principal.....	127
Ilustración 6.Aspectos de proceso superficial de reptación.	128
Ilustración 7.Aspectos de proceso superficial de reptación	129
Ilustración 8. Variación criterio de ablandamiento cíclico en suelos cohesivos.	133
Ilustración 9.Zona de amenaza sísmica municipio de Caparrapí.	134
Ilustración 10. Gráfico para determinación de factor de amplificación (Fa)	135
Ilustración 11. Análisis de estabilidad de taludes (M. García, 1998).....	138
Ilustración 12 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática y pseudo-estática Perfil A–A'.....	139
Ilustración 13 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática y pseudo-estática Perfil B–B'.....	140
Ilustración 14 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática y pseudo-estática Perfil C–C'.	141
Ilustración 15 Perdida de la banca por problemas de inestabilidad de taludes asociados a la saturación del talud, expresados en mecanismos de falla complejos evolucionados en flujos.	143
Ilustración 16. Esquema del diseño propuesto.....	144
Ilustración 17. Dimensiones de cortes para conformar el terraceo (Perfil de diseño A-A')	145
Ilustración 18 .Esquema del cambio geométrico de la pendiente del talud mediante el “Terraceo” propuesto perfiles de diseño A-A', B-B' y C-C'.	146
Ilustración 19 Erosionabilidad de algunos tipos de suelos.	147
Ilustración 20 Esquema del terraplén reforzado con terramesh system (cola de la caja gavión).....	148
Ilustración 21 Esquema de un terraplén con la implementación de geosintéticos para el abatimiento del nivel freático.....	149
Ilustración 22. Diagrama de localización de cargas puntuales en el camión tipo C2-S1.	150
Ilustración 23. Descripción de cada uno de los niveles del Terramesh System.....	152
Ilustración 24. Separación de las capas de relleno	153
Ilustración 25. Longitud de empotramiento de la cola del refuerzo.....	154

Ilustración 26. Analisis de estabilidad global perfil A-A' Condición estática y seudoestática.	157
Ilustración 27 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil A – A'.	159
Ilustración 28 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil A – A'.	159
Ilustración 29 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil B – B'.	160
Ilustración 30 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil B – B'.	161
Ilustración 31 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil C – C'.	162
Ilustración 32 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil C – C'.	162
Ilustración 33 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil A – A'.	163
Ilustración 34 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo - estática, Perfil A – A'.	163
Ilustración 35 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil B – B'.	164
Ilustración 36 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil B – B'.	164
Ilustración 37 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil C – C'.	165
Ilustración 38 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil C – C'.	165
Ilustración 39. Presupuesto de diseño.	166

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Unidades geológicas locales.....	48
Tabla 2 Unidades Geomorfológicas locales.....	50
Tabla 3. Valores de porosidad de diferentes materiales.....	53
Tabla 4. Valores de permeabilidad.	54
Tabla 5. Valores de transmisividad para diferentes tipos de materiales.	54
Tabla 6. Valores coeficiente de almacenamiento.....	55
Tabla 7. Clasificación Hidrogeológica.	58
Tabla 8.Sondeos mecánicos ejecutados.....	65
Tabla 9. Localización de la exploración geofísica Líneas de Refracción Sísmica.....	66
Tabla 10. Resumen Tomografía Sísmica Vp LRS-01.....	69
Tabla 11. Resumen Tomografía Vs LRS-1.	71
Tabla 12. Resumen Tomografía Sísmica Vp LRS-02.....	72
Tabla 13 Resumen Tomografía Vs MASW-2.	73
Tabla 14. Resumen de parámetros geo mecánicos.	74
Tabla 15. Resumen de la caracterización de la roca (W.R.) por medio del sistema GSI.	107
Tabla 16. Resumen de la caracterización de la roca (H.J.) por medio del sistema GSI..	116
Tabla 1. Rangos de Pendientes para el municipio de Caparrapí.....	118
Tabla 2. Clasificación de Varnes.....	123
Tabla 3. Causas y elementos expuestos a causa de los fenómenos estabilizantes.	130
Tabla 4. Criterio de clasificación de suelos.	132
Tabla 5. Definición zona de sísmica.....	134
Tabla 6. Valores de coeficiente de importancia, I.....	136
Tabla 7. Valores de KST/amax Mínimos para análisis pseudoestáticos de taludes	136
Tabla 8. Resumen F.S. arrojados en el análisis de estabilidad.	141
Tabla 9. Dimensiones de cada nivel del sistema Terramesh	152
Tabla 10 Problemáticas y respectivas soluciones para la implementación de “Shales” como material de Relleno.	155
Tabla 11 Resultados de la modelación para el análisis estabilidad interna del sistema.	156
Tabla 12 Factor de seguridad (F.S.) del perfil de diseño A-A' de diseño.....	158
Tabla 13 Variación del factor de seguridad (F.S.) con respecto a los perfiles de diseño.....	158

ANEXOS

Anexo 1. Registro de Sondeos

Anexo 2. Formatos Exploración Geofísica

Anexo 3. Resultados de Laboratorio

Anexo 4. Modelaciones

Anexo 5. Planos

Anexo 6. Presupuesto

Anexo 7. Análisis comparativo con alternativas Geocing S.A.S.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Gran parte de las vías terciarias debido a su localización geográfica, presentan problemas y afectaciones en su estructura, y como segunda instancia las poblaciones que se desarrollan entorno a estas, dando como consecuencia dificultades e inseguridad para las personas que hacen uso diario de ellas.

Hoy en día se presenta dificultad en la intercomunicación terrestre de la población rural de la Vereda San Pedro con el Municipio de Caparrapí, debido a que parte de una sección de la berma se desprendió dado a problemas de estabilidad en el talud sobre el que esta se localiza. Las vías están en mal estado con una geometría deteriorada, insegura e intransitable, lo que genera dificultad para la continuidad de las actividades económicas que sustentan las familias de la vereda San Pedro.

La dificultad se hace evidente por medio de una urgencia manifiesta presentada a través del decreto No. 19 del 26 de abril de 2018 por la Alcaldía municipal de Caparrapí - Cundinamarca, donde se evidencian una serie de problemáticas presentes en el municipio; de los cuales, llama la atención la inestabilidad de taludes que afectan un tramo de una de las vías en la vereda San Pedro de dicho municipio, donde se justifica la necesidad de una obra ingenieril que mitigue los daños y permita el pleno desarrollo de las actividades económicas y sociales de la población.

Por esta razón, se plantea una alternativa de solución que mitigue los daños y permita el pleno desarrollo de las actividades ya mencionadas; para la realización del prediseño de dicha obra se contara con información base de topografía, laboratorios y visitas técnicas aportadas por la empresa Geocing. S.A.S.

A través de un análisis de la zona y la caracterización física y mecánica de los materiales presentes en la misma, se busca identificar los procesos de inestabilidad

presentes en esta y proponer un diseño de obra que mitigue los daños ocasionados a la población del sector.

DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL PROYECTO

Para llevar a cabo este trabajo de grado se desarrollarán las siguientes etapas:

1. Determinación de las dificultades que se presentan en el talud de la zona llevando a cabo una visita de campo diagnosticando el proceso de inestabilidad (Haciendo énfasis en la ubicación del talud y los problemas de estabilidad que este presenta).
2. Análisis de los problemas y mecanismos de falla encontrados durante la visita de campo en la zona de estudio y formulación de una solución viable y óptima para el mejoramiento estabilidad del talud y protección de la vía.
3. Análisis de los resultados de laboratorio y caracterización del suelo mediante un estudio geotécnico.
4. Presentación del diseño propuesto, especificaciones y presupuesto base para orientación y viabilidad del proyecto.

JUSTIFICACIÓN

El diseño, construcción y estabilización de taludes es un factor de importancia de primer orden, dado que frente o sobre estos se encuentran diferentes estructuras como en el caso de viviendas o componentes viales de comunicación.

Recientemente hemos visto una serie de problemáticas causadas por el desprendimiento y ruptura de taludes como consecuencia ya sea de fenómenos como la erosión del suelo, sobrecargas, o por incongruencias en las pendientes (ángulos) de la cara del talud (ya sean naturales o artificiales); Con el objetivo de buscar la estabilidad del talud se deben analizar los tipos de fallas más comunes que se presentan y así evaluar las medidas de preventivas.

De acuerdo con lo anterior, y con el objetivo de evitar pérdidas en la comunicación por derrumbes en las vías o desintegración de la berma, producto de la presencia de este tipo de fallas; es importante reconocerlas y reforzar la estabilidad del talud partiendo de las propiedades mecánicas del suelo para determinar el tipo de refuerzo que se puede llegar a utilizar, y que asegure su estabilidad.

Otra opción viable de solución sin refuerzo es la contención por medio de muros, teniendo en cuenta los posibles desniveles del terreno y actuando de manera eficiente sobre la superficie sin irrumpir de manera invasiva directa en la naturaleza, considerando que sobre ellos se construirán los diversos elementos que darán forma a nuestra edificación u obra civil.

Es por todo esto que con este proyecto se pretende generar un pre-diseño de estructura de contención y reconfiguración del talud localizado en la vía de la Vereda San Pedro del Municipio de Caparrapí Cundinamarca, optimizando la seguridad de la población y sus actividades de comunicación y comercio.

Para llevar a cabo este proyecto se tendrán en cuenta las especificaciones y normas técnicas del INVIAS¹, Manuel de estabilidad y mantenimiento de taludes del INVIAS, y la información aportada por la empresa GEOCING S.A.S.² (Laboratorios, viáticos y fotografías)

¹ INVIAS: Instituto Nacional de Vías

² GEOCING S.A.S.: Geociencias e Ingeniería.

OBJETIVOS

GENERAL

Plantear y elaborar de forma detallada un Pre-diseño de obra ingenieril para mitigar la problemática de inestabilidad de taludes presentada en un tramo de la vía ubicada en la vereda San Pedro del municipio de Caparrapí de Cundinamarca.

ESPECIFICOS

1. Realizar la recolección de información (datos de campo y resultados de ensayos de laboratorio)
2. Analizar la información obtenida en los ensayos directos e indirectos y realizar la caracterización mecánica de los materiales en la zona de estudio.
3. Diseñar un sistema de estabilidad eficiente para el talud de la vía, analizando las características geométricas y geotécnicas de la vereda San Pedro de Caparrapí.
4. Presentar los diseños estructurales y/o geotécnicos que actuarían de forma eficiente.
5. Realizar un presupuesto base para el proyecto en mención según el diseño propuesto.

1 MARCO REFERENCIAL

1.1 MARCO CONCEPTUAL

Talud: Se define como una superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. (“Geología y Geotecnia – Estabilidad de Taludes” Álvaro F. de Matteis, 2003)

Berma: La finalidad de esta estructura es proveer soporte de borde a la calzada del pavimento, asistencia a los vehículos en problemas, incrementar la seguridad y prevenir la erosión de las capas inferiores. (“Geología y Geotecnia – Estabilidad de Taludes” Álvaro F. de Matteis, 2003)

Estabilidad de taludes: La estabilidad se entiende como la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. “Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse”. (Álvaro F. De Matteis)

Deslizamiento de suelo: Se entiende como la rotura y el desplazamiento del suelo que se encuentra bajo el talud y el cual da origen a movimientos hacia abajo y hacia el exterior de la masa de suelo que conforma el mismo. Estos se pueden presentar de varias maneras, ya sea en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. (“Geología y Geotecnia – Estabilidad de Taludes” Álvaro F. de Matteis, 2003)

Equilibrio límite: es el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma calculando las tensiones de corte y comparándolas con la resistencia disponible (Geotecnia y taludes, 2019 web)

Factor de seguridad (F.S.): Es un coeficiente resultado de la operación entre las fuerzas actuantes y las resistentes, el cual nace de la necesidad tanto de aportar seguridad a las obras como su nombre lo indica, como de optimizarlas. (González, 1974, 1992, 1999, 2006)

Presión de Poros (Ru en sus siglas en inglés): hace referencia a la presión existente en los huecos del agregado o material ejercida por el agua subterránea que queda contenida en ellos. ("presión de poro - Schlumberger Oilfield Glossary", 2020).

Convolución: Es un promedio móvil ponderado que transforma dos funciones en una tercera que representa una serie de promedios de análisis. ("Convolución y transformadas", 2020).

Ensayo de penetración estándar (SPT): Este ensayo consiste en contar el número de golpes que se necesitan para perforar un estrato de suelo, un toma-muestras a diferentes profundidades; con el objetivo de determinar la compacidad del suelo. ("Estado del arte del uso del ensayo SPT con fines de correlación de parámetros Mohr-Coulomb". 2019. Calderón, Arguello)

Línea de Refracción sísmica (LRS): Es la determinación de perfiles de velocidad compresional a lo largo de una línea geofísica, que se realizan con el objetivo de evaluar los espesores de diferentes depósitos de suelos. ("Ensayos geofísicos". 2020. Jeoprobe sitio web)

Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW): es un método no destructivo que se utiliza para evaluar la velocidad de onda de corte en la zona de estudio analizando las propiedades de dispersión de onda propagada a lo largo de la superficie. (“Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)”. 2016. Georys Ingenieros S.A.C.)

Esquema de ordenamiento territorial (EOT): es un instrumento técnico y normativo de planeación y gestión de largo plazo que orientan el desarrollo del territorio municipal. El esquema aplica para municipios con población inferior a 30.000 habitantes. (“Serie planes de ordenamiento, guía metodológica”.2020. Ministerio de Vivienda)

Ablandamiento cíclico: Son las grandes deformaciones que ocurren durante el ciclo en el que aumenta la presión de poros en los suelos y tienden a dilatarse mediante la resistencia al corte no drenado. (“Factores que condicionan la generación de procesos de licuación durante eventos sísmicos”.2012. Garzón L.)

Clasificación de Varnes: Es un sistema de nomenclatura y clasificación utilizada para el estudio de los taludes y de los deslizamientos de tierra, clasificando los diferentes tipos de movimientos, desde un punto de vista geotécnico. (“Deslizamientos: análisis geotécnico”. 2019. Suarez J.)

1.2 MARCO TEORICO

1.2.1 Estabilidad de Taludes

El análisis de Estabilidad es una componente importante del diseño funcional de un talud, más específicamente de la selección e implementación de medidas ya sean correctivas cuando existe la falla o preventivas para disminuir la probabilidad de ocurrencia de la falla. Este análisis comprende la evaluación de las propiedades mecánicas de los materiales estudiando el comportamiento de estos ante las condiciones de trabajo del talud para ello es necesario tener en cuenta los siguientes puntos para realizar un análisis correcto.

- Desarrollar una cuidadosa investigación de campo.
- Efectuar mediciones de la presión de poros (niveles freáticos y piezométricos).
- Ejecutar un programa adecuado de ensayos de laboratorio.
- Adoptar un modelo representativo del mecanismo de movimiento del talud.

Cabe resaltar que a pesar de existir gran variedad en técnicas de análisis por las cuales los ingenieros pueden determinar cuándo un talud en particular es o no estable, es fundamental y necesario ser minuciosos al definir qué método debe seleccionarse; esto parte del tipo de información con la cual se cuenta, es decir la calidad y cantidad de los datos disponibles (por ejemplo, de los parámetros de resistencia al corte), el conocimiento de la geología del talud y las consecuencias de su falla eventual.

1.2.1.1 Características de los Métodos de Análisis

Como principio básico se busca proponer soluciones a base de suposiciones simples, partiendo que el talud falla a lo largo de superficies planas o circulares; para así calcular la resistencia al corte requerido, suponiendo que la masa de suelo que probablemente está por deslizarse, está en un estado de equilibrio límite y que el criterio de falla del suelo o roca se satisface a todo lo largo de las superficies propuestas.

Con esa resistencia al corte una vez determinada, y fundamental en el equilibrio, sujeta a comparación con la resistencia al corte disponible, con el objetivo de determinar el denominado factor de seguridad (FS).

Se debe aclarar que el factor de seguridad no es constante a lo largo de una superficie de falla. (Bishop, 1952) dado a que los esfuerzos cortantes a lo largo de una superficie circular no eran constantes, sino que podían alcanzar valores muy alejados del promedio.

Teniendo en cuenta esto, se puede decir que el factor de seguridad que se adopte para el diseño no se basa en un valor único y definitivo sino el valor producto de un análisis probabilístico de la falla. Así mismo, tampoco es recomendable hacer uso de los valores del factor de seguridad establecidos en tablas de recomendación ya que se requiere de experiencia y mucho análisis para tener criterio suficiente para reconocer cuándo una determinada situación amerita un determinado valor del factor de seguridad.

1.2.2 Método probabilístico de análisis de estabilidad de taludes

En forma general, el Factor de Seguridad (FS) de un talud está dado por la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. A su vez las fuerzas resistentes son función de los parámetros de resistencia del material (ángulo de fricción ϕ , y cohesión c , si se utiliza un modelo de falla Mohr-Coulomb), la presión de poros (que

se puede modelar como R_u o niveles piezométricos), la aceleración producida por el sismo (α), el peso unitario (γ) y la geometría del talud (por ejemplo ángulo del talud, β); las fuerzas actuantes, a su vez, son función del peso unitario (γ), la geometría del talud (por ejemplo, el ángulo del talud, β), la presión de poros (R_u o nivel piezométrico) y la aceleración producida por el sismo (α). Se puede decir que, todas las anteriores variables son aleatorias (con su respectiva distribución de probabilidad) que se pueden considerar como independientes; la convolución de estas variables (según el modelo de falla) determina la distribución de probabilidad del Factor de Seguridad (FS); se puede determinar la probabilidad de falla del talud (P_f) determinando la probabilidad de que el FS sea menor o igual a 1.0.

Bajo la hipótesis de que las variables son independientes, se puede decir que la distribución de probabilidades del factor de seguridad es igual a la multiplicación de las funciones de distribución de probabilidad de las variables aleatorias, es decir:

$$f(FS) = f(\phi) \cdot f(c) \cdot f(\alpha) \cdot f(Ru)$$

Además, se tiene que:

$$FS = \varphi(\phi, c, \alpha, Ru)$$

Entonces, la probabilidad de falla se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$P_f = P(FS \leq 1.0) = \iiint_S f(FS) dFS = \iiint_S f(\phi) \cdot f(c) \cdot f(\alpha) \cdot f(Ru) d\phi dc d\alpha dRu$$

Donde S es el conjunto de todo (ϕ, c, α, Ru) tal que $\varphi(\phi, c, \alpha, Ru)$ es menor o igual a 1.0, es decir cuando el FS es menor a la unidad (o sea, falla el talud).

Para resolver la integral planteada, existen varios métodos tales como FOSM, PEM, FORM o Montecarlo (Baecher & Christian, 2003) (Ver Numeral 1.2.3 Métodos para determinar la probabilidad de falla del talud), que dan como resultado los primeros dos primeros momentos estadísticos (valor esperado - μ_{FS} -, y la varianza - σ_{FS}^2 -) de la distribución del Factor de Seguridad. Los tres primeros métodos (FOSM, PEM y FORM) obtienen únicamente los momentos estadísticos mencionados, por lo que para determinar la probabilidad de falla o de ocurrencia del evento, se debe seleccionar una distribución de probabilidad que, en concepto del evaluador, represente la distribución del Factor de Seguridad, siendo generalmente utilizadas la distribución Normal o la LogNormal; en la Ilustración 1 se presenta un ejemplo para determinar la probabilidad de falla en función de los dos primeros momentos estadísticos utilizando una función de probabilidad normal. El método de Montecarlo, suministra tanto los momentos estadísticos como la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a la simulación realizada, pudiéndose determinar de esta forma la probabilidad de falla o de ocurrencia del evento.

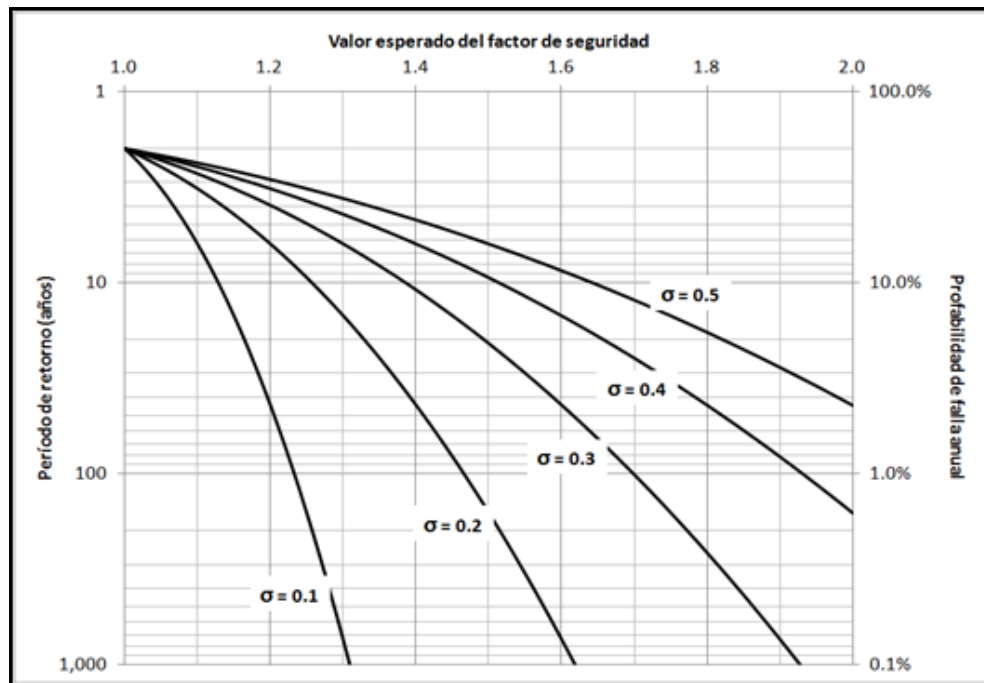


Ilustración 1 Probabilidad de falla anual (inverso del período de retorno) dado el factor de seguridad esperado y su desviación estándar, para una distribución normal.

Fuente: Monte Carlo Metodos probabilidaticos aplicados

A continuación, se presenta la descripción de los métodos mencionados para determinar la probabilidad de falla del talud.

1.2.3 Métodos para determinar la probabilidad de falla del talud

Método PEM

Rosenbleuth (1975) propuso el método PEM (Point Estimate Method) para determinar la probabilidad de falla en obras civiles que, en la forma generalizada, establece lo siguiente:

Dada una función y (en este caso el factor de seguridad del talud), con variables aleatorias $x_1, x_2, \dots, x_n$, es decir:

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

Se definen los valores máximos y mínimos de cada una de las variables aleatorias como:

$$x_n^+ = \tilde{x}_n + \sigma(x_n), \text{ para el caso máximo}$$

$$x_n^- = \tilde{x}_n - \sigma(x_n), \text{ para el caso mínimo}$$

Entonces, se define la probabilidad de cada combinación de casos (máximos y mínimos), así

$$p^{\pm\pm\pm\pm\pm} = \frac{1}{2^n} \left(\sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n a_{ij} \cdot \rho_{ij} \right)$$

Donde,

$a_{ij} = 1$ si las dos variables (i,j) son máximas o mínimas, o -1 en caso contrario.

ρ_{ij} = Coeficiente de correlación entre las variables x_i y x_j

En general, para n variables se tienen 2^n probabilidades condicionales y $n(n-1)/2$ coeficientes de correlación.

Se define el valor esperado de la variable y como:

$$E(y) = \sum_{k=1}^{2^n} p_k^{\pm\pm\pm\pm\pm} \cdot f_k(x_1^{\pm}, x_2^{\pm}, \dots, x_n^{\pm})$$

Y la desviación de la variable y como:

$$\sigma(y) = \sqrt{E(y^2) - (E(y))^2}$$

Definiendo,

$$E(y^2) = \sum_{k=1}^{2^n} p_k^{\pm\pm\pm\pm\pm} \cdot [f_k(x_1^{\pm}, x_2^{\pm}, \dots, x_n^{\pm})]^2$$

Una vez definido el valor esperado y la desviación de la variable aleatoria (factor de seguridad) se puede definir la probabilidad de falla ($FS < 1$) ajustándola a una función de probabilidad determinada (normal, LogNormal, etc.).

Método FOSM

La serie de Taylor de una función de dos variables restringida a las derivadas de primer orden es:

$$F(x, y) \approx F(\tilde{x}, \tilde{y}) + \frac{\partial F}{\partial x}(x - \tilde{x}) + \frac{\partial F}{\partial y}(y - \tilde{y})$$

Donde todas las derivadas son evaluadas en los valores promedio. Entonces, el valor esperado y la varianza de la función se pueden aproximar a:

$$E[F(x, y)] \approx F(\tilde{x}, \tilde{y})$$

$$V[F(x, y)] \approx \left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)^2 V(x) + \left(\frac{\partial F}{\partial y}\right)^2 V(y) + 2\left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)\left(\frac{\partial F}{\partial y}\right) \text{cov}(x, y)$$

Para n variables independientes (no correlacionadas) y teniendo en cuenta únicamente los elementos lineales de la serie de Taylor, se tiene que:

$$E[F] \approx F(\tilde{x}_1, \tilde{x}_2, \dots, \tilde{x}_n)$$

$$V[F] \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial F}{\partial x_i}\right)^2 V(x_i)$$

Una vez definido el valor esperado y la desviación de la variable aleatoria (factor de seguridad) se puede definir la probabilidad de falla ($FS < 1$) ajustándola a una función de probabilidad determinada (normal, LogNormal, etc.).

Método de Montecarlo

La simulación de Monte Carlo fue creada para resolver integrales que no se pueden resolver por métodos analíticos, para resolver estas integrales se usaron números aleatorios. Posteriormente se utilizó para cualquier esquema que emplee números aleatorios, usando variables aleatorias con distribuciones de probabilidad conocidas, el cual es usado para resolver ciertos problemas estocásticos y determinísticos, donde el tiempo no juega un papel importante.

Conjuntos difusos

El concepto de números difusos (fuzzy sets por sus siglas en inglés) fue inicialmente propuesto por Zadeh en 1965 e iniciado por Kaufmann y Gupta (1985) como generalización de la teoría clásica de conjuntos. En dicha teoría, cada elemento tiene una pertenencia μ que vale entre 0 y 1, indicando no pertenencia o pertenencia, respectivamente.

Utilizando conjuntos difusos de forma trapezoidal, se obtiene para cada condición el factor de seguridad representado por un conjunto difuso de igual forma (Ver Ilustración 2).

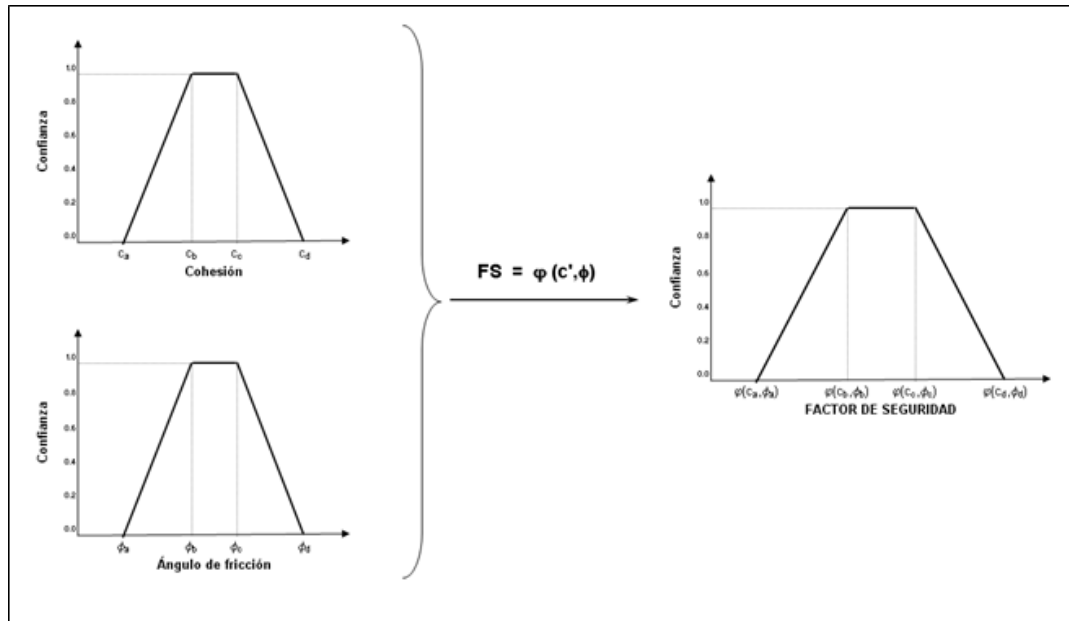


Ilustración 2 Representación del factor de seguridad por conjuntos difusos trapezoidales
Fuente: MORA, R. & GRANADOS, R., 2012: Análisis de estabilidad de taludes considerando la incertidumbre de los datos

Para determinar la probabilidad de falla una vez obtenido el conjunto difuso del factor de seguridad se tienen dos hipótesis:

- Hipótesis 1

Propuesta por Fontenelle y Pereira (2002), en la cual la probabilidad de falla utilizando conjuntos difusos está dado por la siguiente relación:

$$P_f = \frac{\int_{-\infty}^1 Z \, dz}{\int_{-\infty}^{\infty} Z \, dz} \quad Z \equiv FS$$

- Hipótesis 2

En este caso se pueden determinar la esperanza y la varianza del factor de seguridad como el primer momento y el radio de giro con respecto a la media de la función difusa, respectivamente. Es decir,

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} z \cdot f(z) dz , \quad \text{para la esperanza o media.}$$

$$V(z) = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (z - \mu)^2 \cdot f(z) dz , \quad \text{para la varianza.}$$

Con la esperanza (o media) y la desviación estándar del factor de seguridad se calcula la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a 1 (probabilidad de falla) ajustándolo a distribuciones de probabilidad tipo normal o lognormal.

Los resultados de los análisis de estabilidad de los modelos geotécnicos se presentan a continuación, por sección y escenario. Posteriormente se resumen los resultados obtenidos.

Análisis Detallado De Estabilidad

El tipo de análisis implementado para este proyecto considera las fuerzas necesarias para llevar a la falla y generar desequilibrio de la estabilidad del talud, sin considerar la relación esfuerzo – deformación a través de las ecuaciones de equilibrio estático. El procedimiento de análisis se ha realizado para mecanismos de falla no circulares con equilibrio límite propuesto por Morgenstern and Price's (1965). Morgenstern and Price asumen que las resistencias al corte entre el deslizamiento se encuentran relacionadas directamente con la fuerza normal como:

$$X = \lambda f_{(x)} E$$

Donde X y E son las fuerzas verticales y horizontales entre el deslizamiento, λ es el factor de escala, y $f(x)$ es una función asumida que ha prescrito valores en cada superficie de deslizamiento. El método de Morgenstern and Price presenta como características que: asume la resistencia al corte en las tajadas se encuentra relacionada con la fuerza normal al interior de la rebanada dada por la ecuación anterior; La posición de la fuerza normal (N) sobre la base del deslizamiento es asumida, usualmente en el centro de la base; La ecuación de equilibrio satisface sumatoria de momentos con respecto a cualquier punto, la sumatoria de fuerzas en dirección horizontal, sumatoria de fuerzas en sentido vertical, para un total de 3 ecuaciones; Las incógnitas resueltas por este método son el factor de seguridad (F), factor de escala de la fuerzas de inclinación dentro de la rebanada (λ), la fuerza normal sobre la base del deslizamiento (N), fuerzas horizontales dentro de la rebanada (E), Localización de las fuerzas dentro de la rebanada (resultante del empuje).

Con el fin de verificar los parámetros de resistencia del suelo al momento de la falla, se implementan tres modelos verificados mediante equilibrio límite a través de análisis con el software Slide, usando el método de Morgenstern & Price.

1.2.4 Análisis por computadora

El análisis por computador es una herramienta viable si sabe manejar ya que por medio de estos se hace posible el realizar cálculos con métodos avanzados que pueden llegar a satisfacer todas las condiciones de equilibrio.

Llegando a disminuir de forma considerable la incertidumbre en los cálculos de cada método. Además, el computador permite una búsqueda más exhaustiva de las superficies críticas de falla. Para hacer uso de ellos como mínimas características deben contar con: utilización de métodos avanzados que satisfagan todas las condiciones de equilibrio, capacidad de desarrollar cálculos usando diferentes

métodos (ejemplo: ordinario de tajadas, Bishop y equilibrio de fuerzas), eficiencia en términos de tiempo de respuesta a la entrada y salida de datos. Y capacidad de analizar gran variedad de condiciones

Condiciones como: no drenada, drenada, con agua saliendo del talud, con aumento de presiones de poros, condición de descenso rápido de los niveles de agua, refuerzos aplicados (geomallas), cargas sísmicas, cargas concentradas y distribuidas entre otras.

La utilización de programas de computador sin embargo puede tener ciertos riesgos, por ejemplo, la propagación de errores ya que en algunos casos no se permiten la rectificación durante los cálculos. Estos riesgos se solucionan frecuentemente con una cuidadosa selección de los parámetros de entrada y la verificación mediante otros métodos de análisis que incluyen, por supuesto, las técnicas manuales

Cabe resaltar que el uso de estos programas, si son viables, pero desde el punto que el ingeniero sea capaz de interpretar los resultados y la información de ingreso al software sea correcta y lo más cercana a la realidad posible.

1.2.4.1 Software Slide

Slide es un software de análisis de Estabilidad de Taludes en 2D que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad.

Este programa cumple con gran parte de las expectativas a la hora de realizar un el análisis debido a que su interfaz cuenta y/o incluye análisis de agua subterránea por elementos finitos en estado estacionario, e integra capacidades de análisis de sensibilidad, probabilísticos y análisis retrospectivos.

Es un software potente y flexible desarrollado por Rocscience³, empresa puntera a nivel mundial en modelación geotécnica.

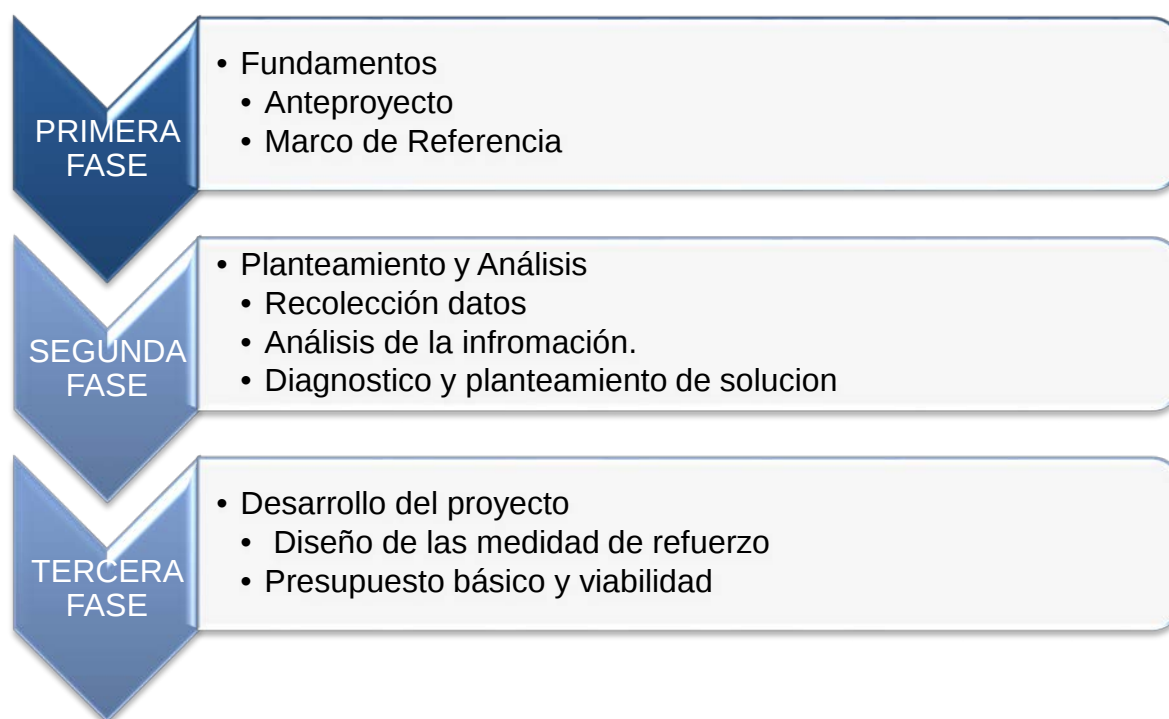
El programa Slide ha ido creciendo de manera continua al mismo ritmo que se expandía la capacidad de análisis geotécnico por ordenador en los últimos años. Este continuo esfuerzo en investigación y actualización, y la solvencia que proporciona su trayectoria, lo convierten en un software de referencia. Prueba de ello es el hecho de ser uno de los programas más reconocidos y utilizados que existen en el mercado. (Rocscience)

Aunque en el mercado hay una gran variedad software para modelación geotécnica a nivel general, y también en relación a la estabilidad de taludes. Es claro que no todos ellos cuentan con la capacidad de cálculo de Slide. Este software destaca, además, entre otros programas del mercado, por una interfaz clara y sencilla y por un manejo muy intuitivo de las diversas capacidades que ofrecen los menús de análisis. Haciéndola perfecta en el caso de trabajos de grado.

³ Rocscience: Casa matriz desarrolladora de software geotécnico 2D y 3D desde 1996 para su uso en la obra civil y la industria minera, tanto para estructuras a cielo abierto como subterráneas, en roca o suelo.

2 METODOLOGÍA

Con el fin de culminar exitosamente el desarrollo de este trabajo; y /o llevar a feliz término el desarrollo del proyecto “Prediseño de obra de estabilización para un talud ubicado en la vereda San Pedro de Caparrapí, Cundinamarca.” Se proponen a continuación una serie de fases metodológicas.



Fase 1. Fundamentos. En esta fase por medio de un marco teórico y referencial se comprenden los conceptos que sustentarán o harán parte de la base del proyecto, para identificar la problemática existente en la siguiente fase.

Actividades: Visita de Campo, Recolección de muestreo y fotografías, así como mapas y demás aportes por medio de la empresa Geocing S.A.S.

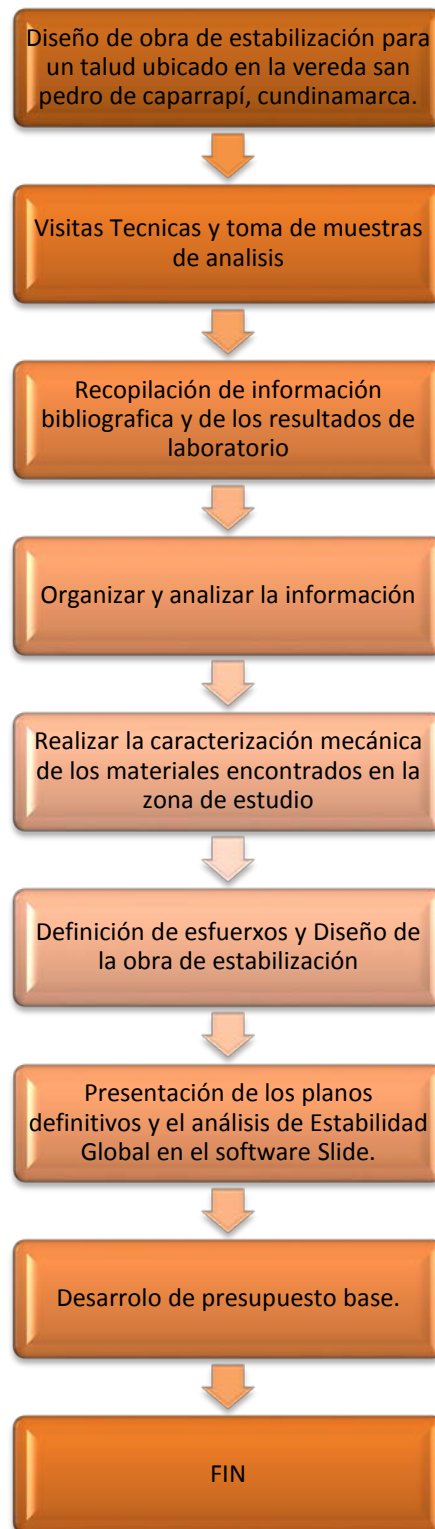
Fase 2. Planeación del proyecto y análisis de información. En esta fase se analiza la problemática y se plantea la solución según la necesidad que se quiere resolver; para ello se delimita el tema y se elabora: formulación del problema, objetivos, justificación, marco referencial, cronograma y presupuesto.

Actividades: Recolección de resultados de laboratorio, interpretación de datos, caracterización mecánica del suelo, identificación del problema y posible solución

Fase 3. Desarrollo del Proyecto. En la tercera fase se ejecutan las actividades correspondientes al diseño de estabilidad de taludes propuestas en la planeación del proyecto.

Actividades: Diseños en Auto CAD, análisis de estabilidad mediante el software Slide, Desarrollo de presupuesto base.

2.1 FLUJOGRAMA DEL PROYECTO.



3 CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Con base en la información recopilada en la fase de exploración de campo y de ensayos de laboratorio se realizó la delimitación de áreas o zonas homogéneas de comportamiento geotécnico con el fin de ajustar el modelo geológico-geotécnico en cada una de ellas.

En el ajuste del modelo se evaluó el perfil geológico, los parámetros geomecánicos obtenidos y el comportamiento del agua en el subsuelo, en relación con el inventario de procesos, la dinámica fluvial, los usos y coberturas y las afectaciones actuales.

A partir de estos resultados, se obtendrá las secciones de análisis con sus respectivos parámetros, mecanismos de fallas y el documento explicativo para lograr el modelo geológico – geotécnico final, el cual será la base para la elaboración de diseño de obras.

3.1 LOCALIZACIÓN

El área de estudio a ser evaluada en el presente documento se encuentra ubicada en la vereda San Pedro del municipio de Caparrapí, específicamente en el centro poblado de San Pedro en las adyacencias de la quebrada San Pedruna (ver Ilustración 3). Dicho sector se puede referenciar con las coordenadas N: 1099326; E: 957332.

Para llegar a la zona de estudio, se toma la vía Bogotá - La Vega por alrededor de 4 kilómetros, después se incorpora a vía Villeta - La Vega por 25 kilómetros, continuando por la Carretera 50 a lo largo de 30 kilómetros, más adelante se toma la rotonda, a la 1.^a salida en dirección a Guaduas - Caparrapí por la Carretera 56 y se continúa por esta vía durante 28 kilómetros y por último se gira pronunciadamente a la derecha con dirección a Vía Puerto Salgar - El Dindal / Vía Principal El Dindal / Carretera 56 avanzando 20 kilómetros, hasta encontrarse con la

carretera que conduce de Dindal - Caparrapí donde se recorren alrededor de 20 kilómetros llegando finalmente al centro poblado de la vereda San Pedro en el municipio de Caparrapí, este recorrido está estimado en una duración de 5 horas partiendo desde la salida de Bogotá por la Vía calle 80.

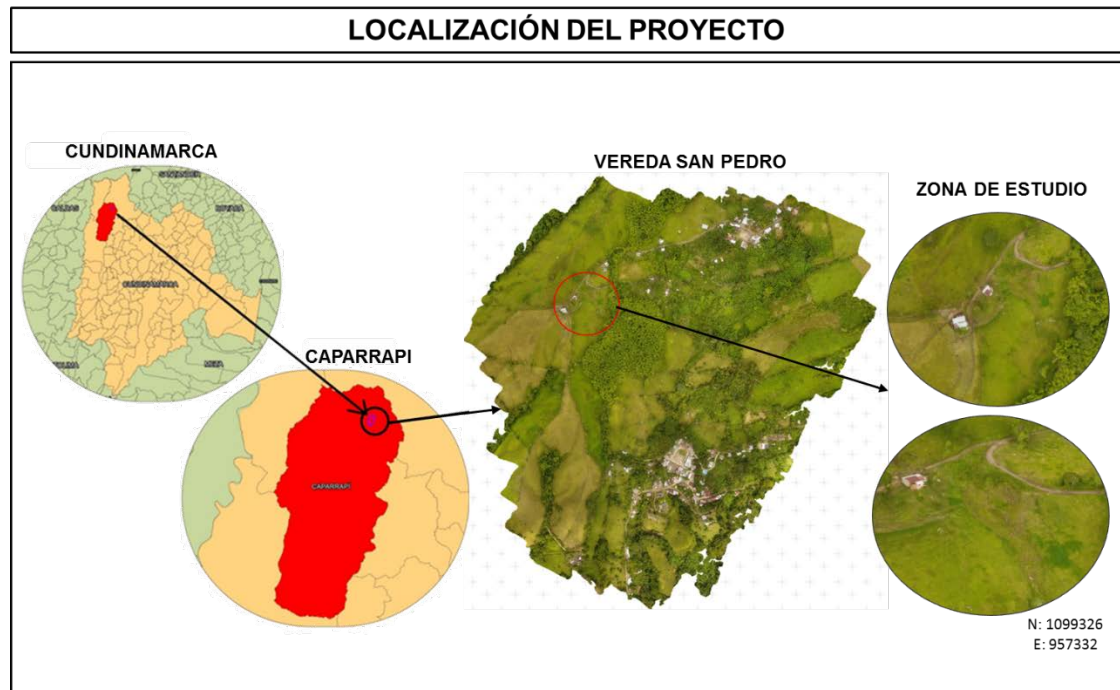


Ilustración 3. Localización del área de estudio.
Fuente: Geocing S.A.S.

3.2 GEOLOGÍA

Con la finalidad de ubicar la zona dentro del contexto geológico y geomorfológico regional, se realiza el análisis de la información disponible en el Servicio Geológico Colombiano y adquirida por la empresa Geocing S.A.S; los datos más relevantes se presentarán a continuación.

3.2.1 Geología Regional

Observando la Ilustración 4, y según la cartografía geológica producida por el Servicio Geológico Colombiano, la zona de estudio ubicada en la Vereda San Pedro

del municipio de Caparrapi, se compone de rocas agrupadas dentro la Formación Córdoba. Las unidades estratigráficas involucradas en la zona de estudio de describen a continuación teniendo como base la plancha 189 La Palma y la memoria explicativa de la plancha 208 Villeta (SGC, 2001).

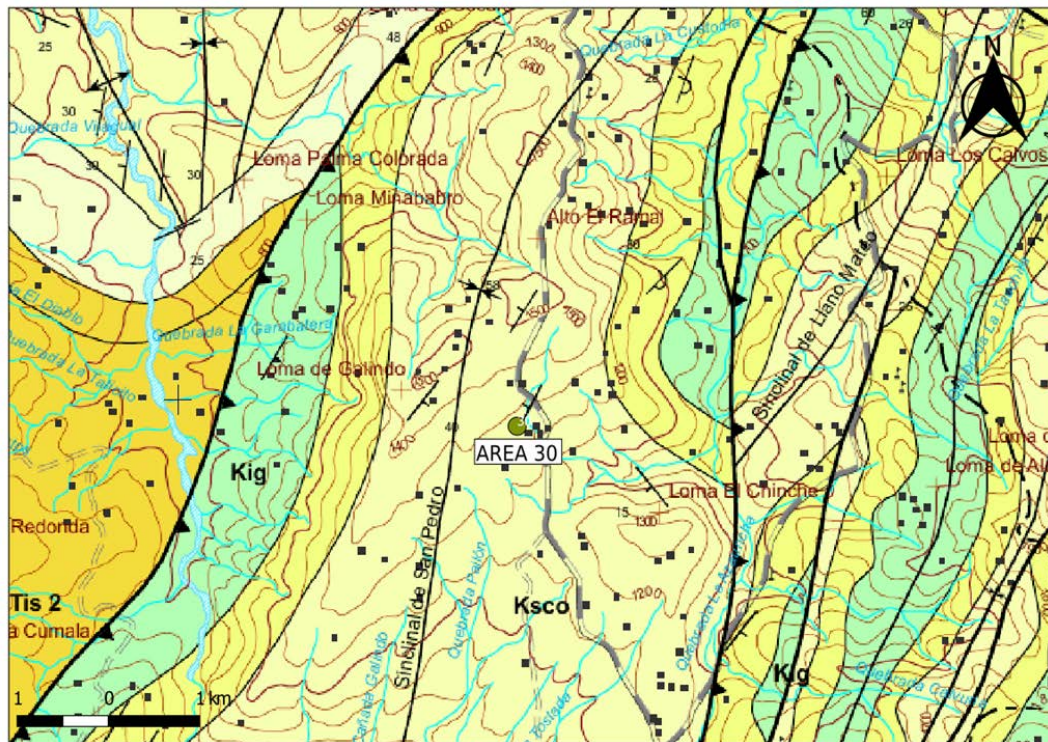


Ilustración 4. Marco geológico regional zona de estudio
Fuente: Tomado y modificado del SGC.

3.2.1.1 Rocas Del Cretácico

- **Formación Córdoba (Ksco)**

Se propone este nombre para designar la Formación Córdoba conformada por “una sucesión de limolitas calcáreas estratificadas en capas muy gruesas con intercalaciones de calizas arenosas y areniscas calcáreas, que se encuentra limitada en su base por el Grupo Olini y en su techo por la Formación Seca. Aflora en el núcleo de las estructuras sinclinales de San Pedro, Llano Mateo y Caparrapí”. (Geocing S.A.S)

- Piedra Candela y el anticlinal de Guarachas.

La descripción litológica se realiza con base en la columna estratigráfica levantada en la sección de la línea del ferrocarril Córdoba – Cambrás. En esta localidad, la Formación Córdoba consta de limolitas calcáreas, con intercalaciones de caliza arenosa, de grano fino a medio con mala selección. “El techo de la Formación está constituido por arenisca de composición feldespática, cuarzo y fragmentos de rocas. La arenisca es de grano fino a medio, bien seleccionados y subredondeados, inesterestratificadas con lutitas calcáreas.” (Geocing S.A.S)

El límite superior con la Formación Seca es neto y concordante, y se estableció en el contacto entre las limolitas calcáreas estratificadas en capas muy gruesas y las arcillolitas grises de la Formación Seca.

De acuerdo con un estudio realizado por Fernando Etayo se considera la edad de la Formación Córdoba como Campaniano – Maastrichtiano, (Ingeominas, 1994)

3.2.2 Geología Estructural Regional

El área de estudio (Ilustración 3) se ubica dentro de la estructura sinclinal de San Pedro cuyo bloque conformante ha sido levantado por los efectos de esfuerzos compresivos que por medio de las fallas inversas de Caparrapí y de Córdoba que exponen las rocas cretácicas.

- **Fallas**

- Falla de Caparrapí – Pueblo Nuevo

Falla inversa que limita al oriente al Sinclinal de San Pedro, la cual se extiende de norte a sur a lo largo de la plancha 189 con un sentido predominantemente N20°E. En su trayecto pone en contacto rocas de la Formación Córdoba y El Grupo Olini.

- Falla de Córdoba

Falla inversa que limita al occidente al Sinclinal de San Pedro, esta se extiende de norte a sur a lo largo de la plancha 189 en un principio con un rumbo N10°E, sin embargo, en cercanías con el Alto de Tierranegra el rumbo cambia y toma una dirección de N35°E. En su trayecto pone en contacto igualmente rocas de la Formación Córdoba y El Grupo Olini.

- **Plegamientos**

- Sinclinal de San Pedro

Se encuentra limitado al occidente por la Falla de Córdoba y al oriente por la Falla de Caparrapí – Pueblo Nuevo, la cual corresponde probablemente a una falla inversa cuyo plano de falla buza hacia el oriente y pone en contacto en la mayor parte de su trazo las unidades litoestratigráficas Olini y Córdoba.

Se trata de una estructura amplia, extensa y relativamente simétrica, cuyo eje presenta una dirección que varía entre N15°E y N25°E, en su núcleo afloran rocas de las formaciones Córdoba y Seca, (INGEOMINAS, 1994)⁴.

3.2.3 Geología Superficial

De acuerdo con la escala de trabajo para el presente estudio (1: 10.000), desde el punto de vista de la geología aplicada a la ingeniería, los materiales geológicos presentes en el sitio se clasificaron en unidades de suelos y de rocas. Los suelos se clasificaron en suelo residual y suelo transportado. Los suelos residuales por ser materiales de muy bajo espesor y de acuerdo con su origen y relación directa con las rocas meteorizadas, se clasifican en una sola unidad; los suelos transportados

⁴ Actual SGC (Servicio Geológico Colombiano)

corresponden a los depósitos coluviales antiguos y recientes; los depósitos aluviales que también se presentan en el sitio, por su magnitud y escala de trabajo no fueron considerados.

Para la caracterización de los materiales geológicos se tomó como referencia temática las metodologías elaboradas por el SGC (2017) para la geología aplicada a la ingeniería.

3.2.3.1 Suelos Residuales Y Roca De Baja Calidad De La Formación Córdoba (Sr/Rbcc)

- **Los suelos residuales (Sr)**

Son materiales producto de la desintegración física, descomposición química y meteorización de las rocas in situ. El resultado final da origen a un perfil de roca alterada o Saprolito y a la formación de suelos residuales; estos suelos se clasifican de acuerdo con las características de la roca parental a partir de la cual se originaron; para la zona de estudio son el resultado de la meteorización de rocas sedimentarias pertenecientes a la Formación Córdoba (Ksco).

Los suelos residuales del área son de composición limo-arcillosa, de color gris oscuro y amarillo naranja, y de muy bajo espesor, el cual oscila entre pocos centímetros y 1.0m aproximadamente, cuya roca parental son limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, y se distribuyen en forma generalizada en la mayor parte del área de estudio. En la Ilustración 5 se presentan características del suelo residual y las rocas meteorizadas.



Ilustración 5. Suelo residual (Sr).
(Roca parental lutitas, altamente meteorizadas. Obsérvese movimiento de inestabilidad de magnitud puntual.) (Coordenadas, E: 956.885 / N: 1099685)
Fuente: Geocing S.A.S.

- **Rocas De Baja Calidad De La Formación Córdoba (Rbcc/K2co)**

Son materiales conformantes de la unidad geológica predominante dentro del área de estudio y sus alrededores. Corresponden a la secuencia de limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, de la Formación Córdoba; son rocas de baja resistencia, en estratos gruesos con intercalaciones menores, en general meteorizadas a nivel de superficie. En la Ilustración 6 se presentan las características de las rocas de baja calidad de la Formación Córdoba.

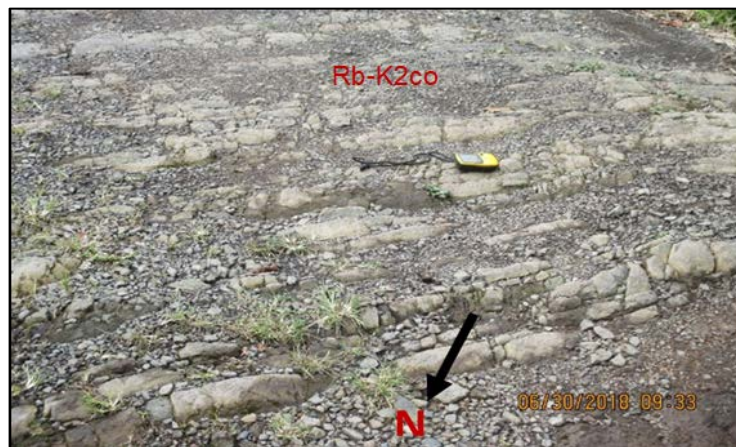


Ilustración 6. Aspectos de las rocas de baja calidad (Rb-K2co) De la unidad Formación Córdoba. Afloramiento en el carreteable, cerca al límite norte del polígono de estudio. Fuente: Geocing S.A.S.

3.2.3.2 Suelos Transportados

Los suelos denominados como transportados se clasifican en depósitos coluviales o de ladera antiguos y subrecientes /recientes/activo, y depósitos aluviales y de origen fluviotorrencial.

- **Suelo transportado de depósitos de coluvión antiguos (Strc).**

Con base en los análisis de fotointerpretación, corresponden a materiales matriz soportados compuestos por gravas arenas y limos, con baja proporción de arcilla, con bloques angulares heterométricos de composición variada donde se destacan areniscas, calizas y limolitas principalmente, producto de movimientos en masa antiguos, presentes en sectores aislados de la parte baja de las laderas, de moderada magnitud (según la escala de las aerofotografías).

- **Suelo transportado de procesos de inestabilidad subrecientes recientes (Stri)**

Corresponden a materiales originados por movimientos de inestabilidad recientes, ubicados hacia el sur del caserío, de la vereda San Pedro, en la margen derecha del drenaje que atraviesa por su parte occidental este caserío, el cual cruza por el carreteable Inter veredal e intermunicipal (Stri1). Compuestos principalmente por arenas y limos, matriz soportados con eventuales bloques de rocas a lo largo de toda el área materiales parcialmente removidos producto de procesos de reptación (Stri2).

3.2.3.3 Suelos transportados de origen fluvial / Fluvio Torrencial (Stf/Stft).

- **Los depósitos de origen fluvial (aluvial) (Stf)**

Conforman el lecho de los drenajes que atraviesan la zona de estudio, se encuentran constituidos por bloques y clastos redondeados, de tamaño y

composición variada, en una matriz de arena y limo. De acuerdo con la escala de estudio (1: 10.000), no considerados en la cartografía temática del sitio.

- **Los depósitos de origen fluviotorrencial (Stft)**

Corresponden a materiales originados por eventos súbitos de tipo torrencial de la quebrada San Pedruna, los cuales se han depositado en el cauce de este drenaje y en las zonas aledañas a este dentro del centro poblado. Compuestos principalmente por bloques subredondeados a angulares de lodolitas, areniscas y calizas, en una matriz de grava y arena. Estos materiales forman parte del cauce de la Q. San Pedruna, la cual atraviesa por la parte suroriental el polígono de estudio y cruza por el borde occidental de la Inspección de San Pablo, (ver Ilustración 7); su espesor se considera menor a los 2m.



Ilustración 7. Aspectos de los depósitos transportados de origen fluviotorrencial (Stft). Conformantes del cauce de la Q. San Pedruna, sitio en las orillas del casco urbano de la Inspección de San Pablo.
Fuente: Geocing S.A.S.

Tabla 1 Unidades geológicas locales

UNIDAD GEOLÓGICA BÁSICA/EDAD	UNIDAD GEOLÓGICA DE INGENIERÍA (Clase de Material)	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
Cuaternario	Depositos aluvio torrenciales	Stf-ft	Corresponden a materiales originados por eventos súbitos de la quebrada San Pedruna, los cuales se han depositado en el cauce de la quebrada y en las zonas aledañas a este dentro del centro poblado. Compuestos principalmente por bloques subredondeados a angulares de lodolitas, areniscas y calizas
Cuaternario	Suelo transportado de depósitos de coluvión antiguos	Strc	materiales producto de movimientos en masa antiguos, presentes en sectores aislados de la parte baja de las laderas,
Cuaternario	Suelo transportado de procesos de inestabilidad subrecientes	Stri	Materiales originados por movimientos de inestabilidad recientes (Stri1) y materiales parcialmente removidos producto de procesos de reptación (Stri2)
Cuaternario	Suelo residual de la Formación Córdoba	Srs/Rb-K2co	Los suelos residuales del área son de composición limo-arcillosa, de color gris oscuro y amarillo naranja, y de muy bajo espesor, el cual oscila entre pocos centímetros y 1.0m aproximadamente, cuya roca parental son limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, y se distribuyen en forma generalizada en la mayor parte del área de estudio
Cretáceo	Roca Blanda de La Formación Córdoba		Corresponden a la secuencia de limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, de la Formación Córdoba; son rocas de baja resistencia, es estratos gruesos con intercalaciones menores, en general altamente meteorizadas a nivel de superficie

Fuente: Geocing S.A.S

estructurales), que corresponde a superficies en declive, de morfología regular a irregular, definida principalmente por planos preferentes (estratos rocosos) a favor de la pendiente del terreno.

3.3.1.1 Unidades Geomorfológicas Superficiales

De acuerdo con la información de referencia, los análisis de fotointerpretación y las observaciones de los reconocimientos de campo, en el sitio de estudio se presentan subunidades y elementos geomorfológicos de características morfogenéticas y morfológicas variadas, entre las cuales se tienen:

- Geoformas de origen estructural denudativo (laderas estructurales – Sle).
- Geoformas de origen denudativo acumulativo (depósitos de origen coluvial antiguos - AGco y recientes MADmir).
- Elementos geomorfológicos de origen fluvial, correspondientes a los depósitos aluviales de los drenajes que atraviesan la zona de estudio, de baja magnitud (ancho del cauce < 5m. Estos elementos por su tamaño con respecto a la escala del estudio no se representan en el mapa temático. Dentro de este aspecto se incluye los cauces de los principales cuerpos de agua de la zona.

Las características y condiciones morfométricas de dichas geoformas oscilan entre superficies con pendientes desde ligeramente suaves hasta muy abruptas (< 5° a > 45°).

Tabla 2 Unidades Geomorfológicas locales

UNIDAD/ORIGEN	ELEMENTO / GEOFORMA	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
Estructural	Ladera estructural	Sle	Superficie definida por estratos inclinados a favor de la pendiente del terreno, de longitud corta a moderadamente larga, forma

UNIDAD/ORIGEN	ELEMENTO / GEOFORMA	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
			cóncava y pendientes inclinadas a abruptas. Sinclinal.
Fluvial	Cono de Deyección	Fcdy	Superficie en forma de cono truncado por la actividad antrópica, de pendeinte suavemente inclinada, generada por la acción torrencial del cauce.
Agradacional	Lóbulo Coluvial	AGco	Geoforma en forma de cono o de lóbulos alomados bajos. Se originan por procesos de transporte y depositación de materiales sobre las laderas y por efecto de procesos hidrogravitacionales. Con una morfología de pendiente moderadamente inclinada a escarpada (5°- 45°). Presentan generalmente longitudes de muy cortas a cortas (< 50m a 250 m).
Mixto Agradacional - Denudacional	Laderas en movimiento o con procesos de Inestabilidad reciente	MADmir	Geoformas originadas por movimientos de remoción en masa recientes, de origen variado; con pendientes de inclinadas a abruptas (desde 10° a 45°) y longitudes muy cortas (< 50m). Para el caso de los deslizamientos, las geoformas que se generan son generalmente redondeadas y alargadas como especies de lóbulos o montículos.

Fuente: Geocing S.A.S

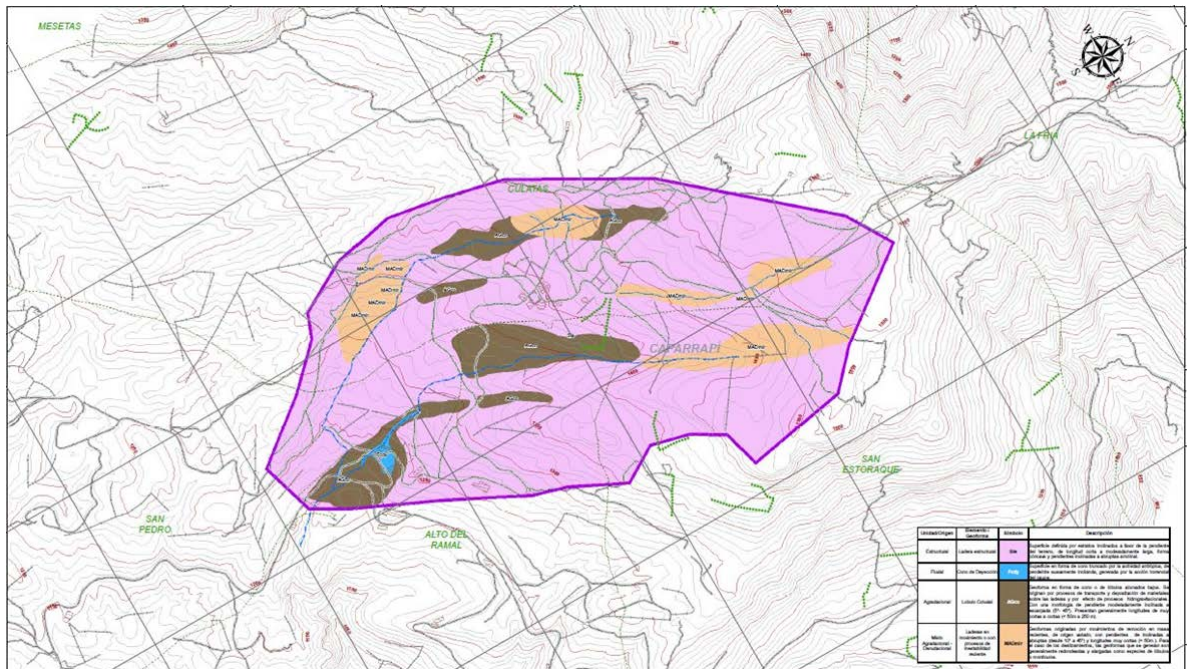


Ilustración 9 Geomorfología de la zona de estudio
Fuente: Tomado y modificado de Geocing S.A.S

Con base al modelo geológico establecido por la empresa Geocing S.A.S, se busca plantear un modelo Geológico – Geotécnico, que establezca con claridad conceptual la relación entre los rasgos geológicos presentes en la zona de estudio y los rasgos de los procesos de inestabilidad identificados o potenciales (tamaño, dinámica, distancias de movimiento y similares). Dicho modelo consolidará la información relacionada las características geológicas y geotécnicas de materiales presentes (definiendo su distribución en profundidad, considerando su origen y comportamiento geotécnico).

Como aporte adicional se aportará información sobre los aspectos estimados en la definición del comportamiento hidrogeológico de la zona realizados por Geocing S.A.S.

3.4 HIDROGEOLOGÍA

3.4.1 Modelo Hidrogeológico Conceptual

Partiendo de que un acuífero se define como un conjunto de materiales que contienen y pueden proporcionar agua bajo ciertas condiciones; Donde la propiedad denominada como porosidad (porcentaje de intersticios existentes en los sólidos discontinuos en relación con el volumen total de la unidad roca - sedimento) es la que le da la capacidad e contener agua a dicho material.

Tabla 3. Valores de porosidad de diferentes materiales.

VALORES DE POROSIDAD	
Materiales	n (%)
Depósitos no consolidados	
Gravas	25-40
Arenas	25-50
Limos	35-50
Arcillas	40-70
Rocas	
Basalto fracturado	5-50
Calizas kársticas	5-50
Areniscas	5-30
Caliza dolomita	0-20
Pizarra	0-10
Rocas cristalinas fracturadas	0-10
Rocas cristalinas compactas	0-5

Adaptado del IDEAM. Aguas Subterráneas en Colombia: una visión general. 2013.

Sin embargo, para que un material pueda ser considerado acuífero, la roca o depósito, además de contener agua, necesitaría poder cederla, cualidad que se denomina permeabilidad o conductividad hidráulica. En un sentido amplio, mide tanto la posibilidad de poder extraer, drenar o bombear agua, como la posibilidad de introducir, infiltrar o recibir agua en un acuífero.

Tabla 4. Valores de permeabilidad.

VALORES DE PERMEABILIDAD (K)		
K[m/día]	Calificación estimativa	Posibilidades del acuífero
$K < 10^{-2}$	Muy baja	Pozos de menos de 1 l/s Vs con 10m de depresión teórica
$10^{-2} < K < 1$	Baja	Pozos entre 1 y 10 Vs con 10m de depresión teórica
$1 < K < 10$	Media	Pozos entre 10 y 50 Vs con 10m de depresión teórica
$10 < K < 100$	Alta	Pozos entre 50 y 100 Vs con 10m de depresión teórica
$100 < K$	Muy alta	Pozos con más de 100 Vs con 10m de depresión teórica

Adaptado del IDEAM. Aguas Subterráneas en Colombia: una visión general. 2013.

“En general, permeabilidad y porosidad son parámetros que definen las características hidráulicas de un acuífero. La transmisividad en cambio, es el producto de la permeabilidad del acuífero por su espesor saturado o también se define como el caudal de agua que proporciona una sección de ancho unidad de frente acuífero sometido a un gradiente del 100%.” (Geocing S.A.S)

Tabla 5. Valores de transmisividad para diferentes tipos de materiales.

CLASIFICACIÓN DE TERRENOS POR SU TRANSMISIVIDAD [m³/día]					
T		1	10	10 ²	
Calificación	Impermeables	Poco permeable	Algo permeable	Permeable	Muy permeable
Calificación del acuífero	Sin acuífero	Acuífero muy pobre	Acuífero pobre	Acuífero de regular a bueno	Acuífero excelente
Tipo de materiales			Arena fina	Arena limpia	
	Arcilla compacta	Limo arenoso	Arena limosa	Grava y arena	Grava limpia
	Pizarra	Limo	Caliza poco fracturada	Caliza Fracturada	Dolomías, calizas muy fracturadas
			Basaltos		

Adaptado del IDEAM. Aguas Subterráneas en Colombia: una visión general. 2013.

El conjunto de cualidades que condicionan el volumen de agua producida se cuantifica mediante lo que se denomina coeficiente de almacenamiento, que es la

cantidad de agua cedida por un prisma de acuífero de un metro cuadrado de sección y altura la del acuífero, cuando el nivel piezométrico baja un metro. El producto de la superficie de un acuífero por su espesor saturado de agua y por su coeficiente de almacenamiento es, en teoría, una medida del volumen de agua utilizable almacenada en dicho acuífero.

Tabla 6. Valores coeficiente de almacenamiento.

Tipo de material permeable	Forma de funcionamiento del acuífero	Valores de S (medio)
Kárstico:		
Calizas y dolomitas jurásicas	Libre	2×10^{-2}
	Semiconfinado	5×10^{-4}
	Confinado	5×10^{-5}
Calizas y dolomitas cretácicas y terciarias	Libre	$2 \times 10^{-2} - 6 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$6 \times 10^{-2} - 6 \times 10^{-4}$
	Confinado	$6 \times 10^{-4} - 6 \times 10^{-5}$
Poroso intergranular:		
Gravas y arenas	Libre	$5 \times 10^{-2} - 15 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	5×10^{-3}
	Confinado	5×10^{-4}
Kársticos y porosos:		
Calcarenitas marinas terciarias	Libre	$15 \times 10^{-2} - 18 \times 10^{-2}$

Adaptado del IDEAM. Aguas Subterráneas en Colombia: una visión general. 2013 por Geocing S.A.S.

Teniendo en cuenta lo anterior, los acuíferos deben ser entendidos como formaciones geológicas subterráneas permeables, susceptibles de transmitir y almacenar el agua. Así, cabe indicar que existen en la naturaleza una amplia gama de formaciones con capacidad muy diversa para almacenar y transmitir el agua; desde el punto de vista hidrogeológico, estas formaciones suelen dividirse en:

- Acuíferos: capaces de almacenar y transmitir el agua (formaciones permeables compuestas por gravas, arenas, materiales calcáreos, areniscas, etc). Son formaciones con capacidad de drenaje alta en las que se pueden perforar pozos y sondeos.

- Acuitardos: capaces de almacenar el agua en cantidades muy importantes, pero la transmiten con dificultad; se suelen denominar con frecuencia formaciones semipermeables (materiales como limo, arena limosa, arena, arcilla, etc) y su capacidad de drenaje es media a baja. No son de interés para la obtención de caudales, pero juegan un papel importante como elementos transmisores del agua en recargas verticales a través de grandes superficies.
- Acuicludos: pueden almacenar el agua en grandes cantidades, pero no tiene posibilidad de transmitirla y se drenan con mucha dificultad; las aguas se encuentran encerrada en los poros de las formaciones y no puede ser liberada (materiales como arcillas, arcillas plásticas, arcillas limosas, etc). Se asumen como materiales impermeables.
- Acuífugos: formaciones incapaces de almacenar y de transmitir el agua; están representados generalmente por rocas compactas como rocas ígneas y metamórficas masivas, se muestran como impermeables salvo que exista fracturas que pueden permitir flujos.

3.4.2 Clasificación De Las Unidades Hidrogeológicas

Mediante el reconocimiento realizado en campo por el especialista en geología y geotecnia, la identificación y descripción de los materiales superficiales y la disposición de los materiales en el subsuelo (exploración directa e indirecta); a continuación se presenta la clasificación de las unidades hidrogeológicas de interés siguiendo la nomenclatura propuesta por el IDEAM (2010), la cual se basa en la extensión, porosidad de la unidad y características de permeabilidad asociadas de cada tipo de acuífero.

3.4.2.1 Tipo I

Corresponde a acuíferos en los cuales la porosidad principal es intergranular (porosidad primaria).

- **Unidad I3:** Locales, de corta extensión y baja productividad. En depósitos de origen fluvial que forman acuíferos semiconfinados a confinados. En esta unidad se clasifican los depósitos aluvio torrenciales. Se estima una capacidad específica promedio menor a 0.05 l/s/m (SGC, 2000).

3.4.2.2 Tipo II

Corresponde a acuíferos en rocas consolidadas con porosidad primaria y fisurados con porosidad secundaria o carstificados.

- **Unidad II1:** Regionales, continuos, de moderada producción por porosidad secundaria, en rocas sedimentarias clásticas y carsticas. De ambiente marino profundo que generalmente conforman acuíferos confinados a acuitardos.

En esta unidad se clasifican las rocas de la Formación Cordoba. La recarga de esta unidad se da generalmente por la interacción con otras unidades (mediante discontinuidades) e irrigación en las zonas altas. La descarga se da generalmente en contacto con otras unidades o a través de discontinuidades. Se estima una capacidad específica promedio mayor de 5.0 l/s/m (SGC, 2000).

3.4.2.3 Tipo III

Corresponde a rocas granulares o fisuradas que forman acuíferos insignificantes con recursos limitados o sin recursos.

- **Unidad III1:** Acuitardos menores de corta extensión, con recursos locales y limitados, en depósitos cuaternarios traslocados. En esta unidad también se

clasifican los suelos generados in situ (residuales). Su transmisividad es prácticamente nula, pero con buena capacidad para almacenar.

Para la zona de estudio, ubicado sobre la vereda “San Pedro” del Municipio de Caparrapi, la empresa Geocing S.A.S generó un mapa de hidrogeología conceptual, teniendo en cuenta las zonas con comportamiento hidroestratigrafico homogéneo (ver Ilustración 10).

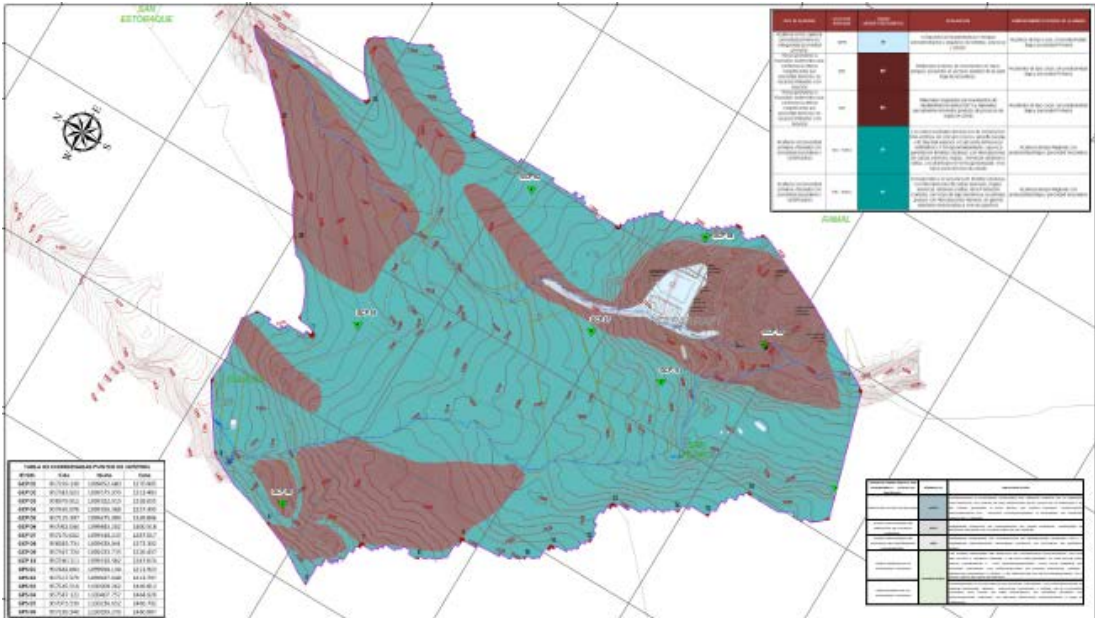


Ilustración 10. Modelo Hidrogeológico conceptual para la zona de estudio.
Fuente: Geocing S.A.S.

En la Tabla 7, se realiza una descripción específica para cada una de las unidades hidroestratigraficas delimitadas dentro del polígono en estudio.

Tabla 7. Clasificación Hidrogeológica.

TIPO DE ACUÍFERO	GEOLOGÍA ASOCIADA	UNIDAD HIDROESTRATIGRÁFICA	DESCRIPCIÓN	COMPORTAMIENTO O POSIBLE DE LA UNIDAD
Acuíferos en los cuales la porosidad primaria es intergranular (porosidad primaria)	Stf-ft	I3	Compuestos principalmente por bloques subredondeados a angulares de lodolitas, areniscas y calizas.	Acuíferos de tipo Local, con productividad Baja y porosidad Primaria
Rocas granulares o fisuradas/ Sedimentos que conforman acuíferos insignificantes por porosidad primaria con recursos limitados o sin recursos	Strc	III1	Materiales producto de movimientos en masa antiguos, presentes en sectores aislados de la parte baja de las laderas,	Acuitardos de tipo Local, con productividad Baja y porosidad Primaria
Rocas granulares o fisuradas/ Sedimentos que conforman acuíferos insignificantes por porosidad primaria con recursos limitados o sin recursos	Stri	III1	Materiales originados por movimientos de inestabilidad recientes (Stri1) y materiales parcialmente removidos producto de procesos de reptación (Stri2)	Acuitardos de tipo Local, con productividad Baja y porosidad Primaria
Rocas granulares o fisuradas/ Sedimentos que conforman acuíferos insignificantes por porosidad primaria con recursos	Srs - K2co	III1	Los suelos residuales del área son de composición limo-arcillosa, de color gris oscuro y amarillo naranja, y de muy bajo espesor, el cual oscila entre pocos centímetros y 1.0m aproximadamente, cuya roca parental son limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, y se	Acuitardos de tipo Local, con productividad Baja y porosidad Primaria

TIPO DE ACUÍFERO	GEOLOGÍA ASOCIADA	UNIDAD HIDROESTRATIGRÁFICA	DESCRIPCIÓN	COMPORTAMIENTO O POSIBLE DE LA UNIDAD
limitados o sin recursos			distribuyen en forma generalizada en la mayor parte del área de estudio	
Acuíferos con porosidad primaria y fisurados con porosidad secundaria o carstificados)	Rb - K2co	II1	Corresponden a la secuencia de limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, de la Formación Cordoba; son rocas de baja resistencia, es estratos gruesos con intercalaciones menores, en general altamente meteorizadas a nivel de superficie	Acuíferos de tipo Regional, con productividad Media y porosidad Secundaria

Fuente: Geocing S.A.S.

3.4.3 Zonas De Recarga

Los acuíferos se recargan o se llenan de agua de forma natural por infiltración del agua de lluvia que cae sobre ellos, de ríos o lagos que los atraviesan o limitan, o del excedente de agua empleada en actividades agropecuarias realizadas sobre estos. Este volumen de agua es al que se le define como aportación, recarga el acuífero de manera variable a lo largo del tiempo.

En el caso de la zona de estudio, la recarga principal ocurre por infiltración directa entre el contacto entre materiales, que se produce desde el cauce de las quebradas (que atraviesan el área en estudio de manera longitudinal), hacia los depósitos a su alrededor. De igual manera, otra fracción importante de recarga se da por la precipitación que es infiltrada mediante lluvia o irrigación. Además, se da una recarga por infiltración secundaria (desde la parte alta del polígono en estudio),

debido al contacto de rocas y la incidencia de estructuras geológicas, producto del complejo marco tectono estructural que presenta el sector a nivel regional, así como por la disposición de los estratos a nivel local.

El fracturamiento intenso del basamento rocoso, así como los procesos de disolución sobre las rocas bioquímicas (calizas) contribuyen en menor proporción a la recarga de los materiales superficiales sin consolidación que actúan como acuitardos o acuifugos. Sin embargo, las intercalaciones de roca conformados por materiales finos (lodolitas) y materiales granulares (areniscas) actuarían localmente como reservorios o acuíferos confinados de corta extensión que facilitarían la acumulación de fluidos. (GEOCING S.A.S.).

Por último, otra pequeña fracción de recarga que ocurre por irrigación se genera debido al mal manejo de esorrentía por actividades agropecuarias, así como por la falta de estructuras hidráulicas sobre el polígono en estudio

4 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

4.1 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

La exploración propuesta por la empresa Geocing S.A.S. se realizó rigurosamente de acuerdo con los procedimientos establecidos y estipulados en particular en la sección 100 del Manual de Normas de Ensayos de Materiales para Carreteras de INVIAS.

Por medio de información secundaria y las visitas a campo, se proyectó un trabajo de exploración del subsuelo, así como de ensayos de laboratorio necesarios para la caracterización geomecánica de los materiales encontrados en profundidad. La exploración por métodos directos se efectuó por medio de sondeos manuales, con equipo de percusión, tal como se relaciona más adelante. Y como complemento a los ensayos ejecutados en campo se realizaron pruebas de laboratorio para clasificación básica de materiales y ensayos enfocados a la determinación de parámetros de resistencia que permitan determinar el comportamiento geomecánico de los materiales presentes en profundidad.

4.1.1 Ensayos de campo y laboratorio por métodos directos

El ensayo de campo que se siguió para desarrollar la exploración mecánica en el área de estudio fue el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) por el método de Percusión y Lavado, de éste se pudo relacionar el número de golpes obtenidos con propiedades geomecánicas de los materiales perforados. Los ensayos de laboratorio que se aplicaron en las muestras tipo Shelby extraídas en campo fueron: Pesos específicos, contenido de humedad, granulometría y límites de consistencia que permitieron clasificar los materiales, y ensayos de compresión confinada y corte directo con los que se evaluaron algunas propiedades geomecánicas de los mismos.

4.1.1.1 Sondeos Mecánicos

En el presente informe se toman como referencia ciento sesenta y cinco metros lineales (165) ml en 11 sondeos mecánicos (SM), teniendo en cuenta la ubicación suministrada por el especialista de geotecnia del proyecto como se muestra en la Ilustración 11. Durante la Fase I se definieron 10 sitios para la ejecución de los sondeos mecánicos, pero debido a algunas limitaciones de acceso para los equipos de perforación, se modificaron la ubicación de algunos sondeos anteriormente citados.

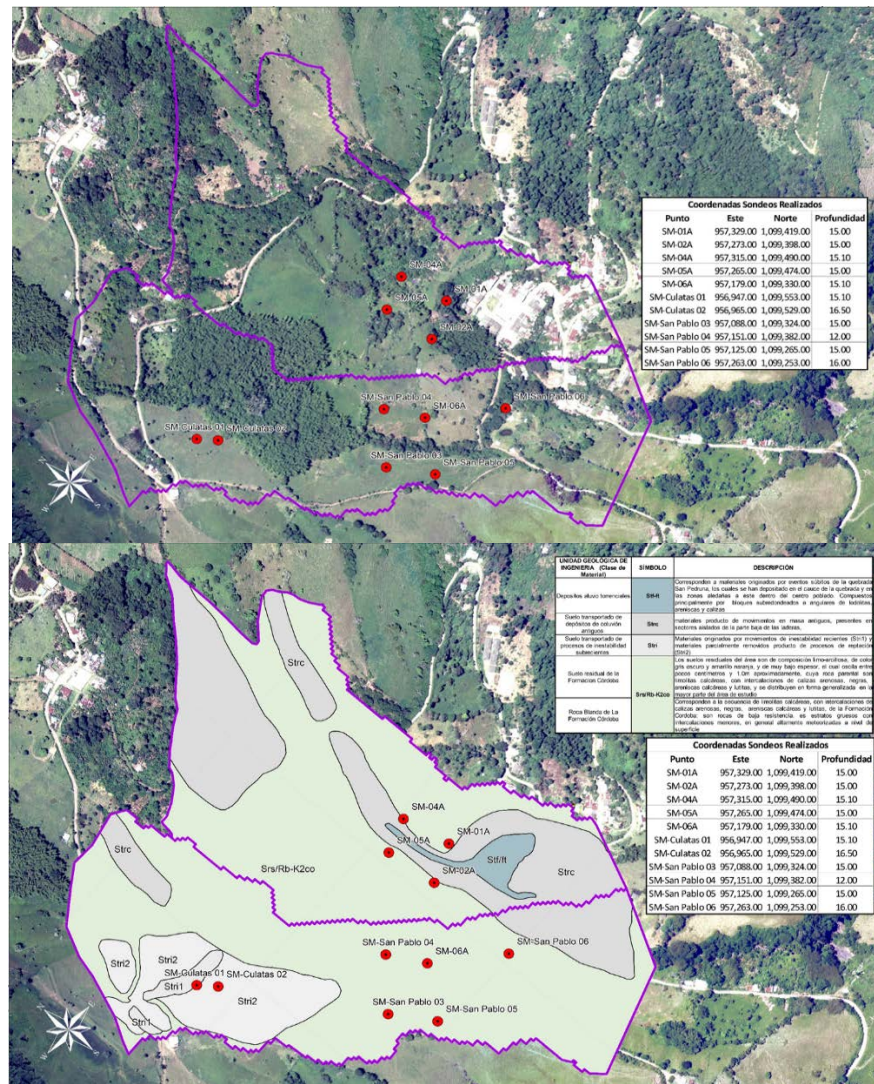


Ilustración 11. Localización de los sondeos mecánicos realizados (ortofoto y mapa geológico).
Fuente: Geocing S.A.S.

La ejecución de estos sondeos se realizó de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- Ubicación del punto mediante instrumentos electrónicos de alta precisión regido bajo un sistema de posicionamiento global – GPS.
- Adecuación del área de trabajo según sea necesario.
- Instalación de equipos semi manuales o rotopercusión.
- Toma de muestras o testigos que serán porciones representativas del terreno que se extraerán para la realización de ensayos en el laboratorio, dependiendo de su modo de extracción se pueden clasificar como alteradas (mediante ensayos SPT, rotación o lavado) o inalteradas (shelby) según la litología del sitio.
- Obtención del perfil estratigráfico y consignación de las características visuales de las muestras, así mismo el registro fotográfico de campo.
- Recubrimiento en papel vinipel con el fin que conserven sus propiedades.
- Las muestras serán transportadas en cajas especiales con separaciones para evitar contaminación o daño en la estructura de las mismas.
- Las muestras obtenidas de los sondeos fueron entregadas en los laboratorios de GEOCING S.A.S.

En los sondeos se prestó especial atención en registrar y reconocer las características y diferencias de espesor y distribución de los suelos superficiales, depósitos transportados, suelos residuales, roca altamente meteorizada y roca parcialmente meteorizada; ubicación de niveles freáticos o piezométricos, y cualquier otro cambio en la resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los materiales de la zona de estudio.

Durante la ejecución se tomaron muestras de cada estrato encontrado, las cuales fueron de tipo alterado, obtenidas a través de la cuchara partida (Split Spoon) mediante el uso del ensayo de penetración estándar (SPT) y sistema wire line.

Cada muestra fue clasificada visualmente en campo, rotulada y adecuadamente empacada para su transporte al laboratorio.

A continuación, en la Tabla 8 se presenta el resumen de los Sondeos Mecánicos ejecutados.

Tabla 8.Sondeos mecánicos ejecutados

COORDENADAS SONDEOS REALIZADOS			
PUNTO	ESTE	NORTE	PROFUNDIDAD
SM-01A	957.329,00	1.099.419,00	15,00
SM-02A	957.273,00	1.099.398,00	15,00
SM-04A	957.315,00	1.099.490,00	15,10
SM-05A	957.265,00	1.099.474,00	15,00
SM-06A	957.179,00	1.099.330,00	15,10
SM-Culatas 01	956.947,00	1.099.553,00	15,10
SM-Culatas 02	956.965,00	1.099.529,00	16,50
SM-San Pablo 03	957.088,00	1.099.324,00	15,00
SM-San Pablo 04	957.151,00	1.099.382,00	12,00
SM-San Pablo 05	957.125,00	1.099.265,00	15,00
SM-San Pablo 06	957.263,00	1.099.253,00	16,00

Fuente: Geocing S.A.S.

4.1.2 Ensayos de Campo por Métodos Indirectos

En este capítulo presentan los resultados obtenidos de la exploración geofísica realizada en el Municipio de Caparrapí en la vereda San Pedro, la cual incluye dos (02) Líneas de Refracción Sísmica (LRS) y dos (02) mediciones de Análisis Multi-espectral de onda superficial (MASW).

La exploración de LRS y MASW se orientó para obtener información básica del subsuelo; tal como: profundidades de roca, espesor y forma del contacto entre

capas y continuidad o discontinuidad del modelo interpretativo, así como la obtención de las velocidades compresionales (V_p) y de corte (V_s), para la clasificar del suelo según la norma NSR-10 y para calcular los parámetros geomecánico del módulo elásticos del subsuelo conocidos como módulo de Young (E), módulo de corte máximo (G_{max}), módulo de deformación volumétrica (K) y relación de Poisson (ν).

4.1.2.1 Localización de la exploración geofísica

Los ensayos fueron realizados en el área delimitada por el polígono de influencia directa para I (Vereda San Pedro). En la Tabla 9 se identifican por medio de coordenadas el inicio y el fin de cada línea, y en la Ilustración 13 se indica la ubicación de las mismas sobre las diferentes unidades geológicas presentes en el área de estudio y a su vez en la Ilustración 12 se presenta la exploración indirecta realizada sobre la ortofoto para la zona de estudio.

Tabla 9. Localización de la exploración geofísica Líneas de Refracción Sísmica (LRS y MASW) y Tomografía Eléctrica (TE)

ID	INICIO		FIN		LONGITUD (m)
	ESTE	NORTE	ESTE	NORTE	
LRS-01	956907,7357	1099623,982	956968,7665	1099526,145	115
LRS-02	956947,8124	1099605,23	956914,1639	1099494,603	115

Fuente: Geocing S.A.S.

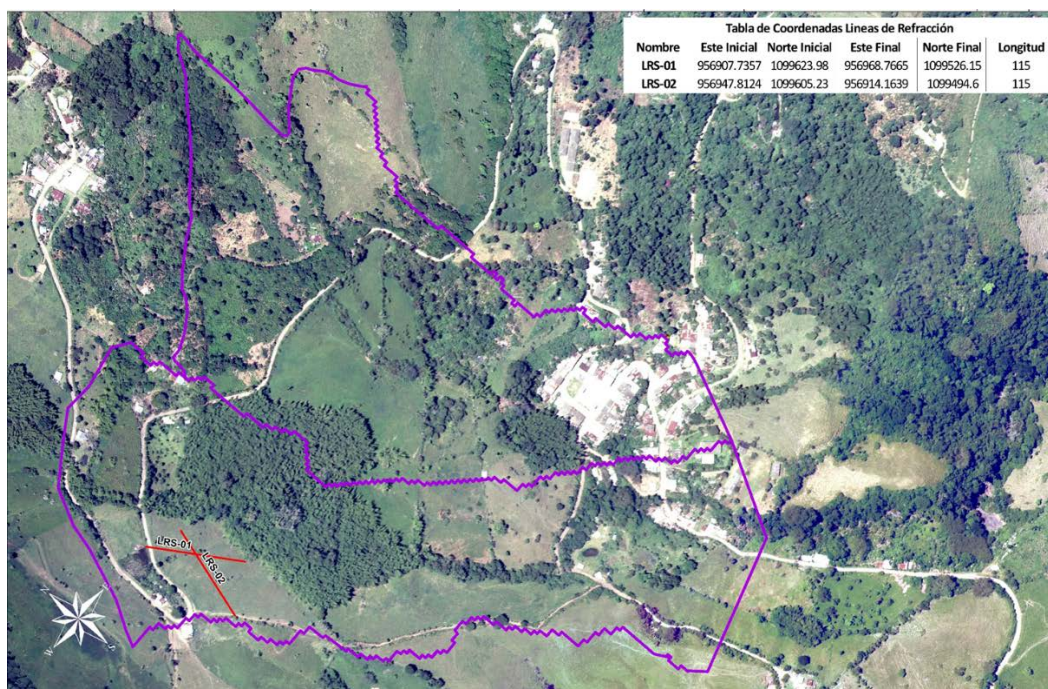


Ilustración 12. Localización de la exploración geofísica (LRS -MASW)
Fuente: Geocing S.A.S.

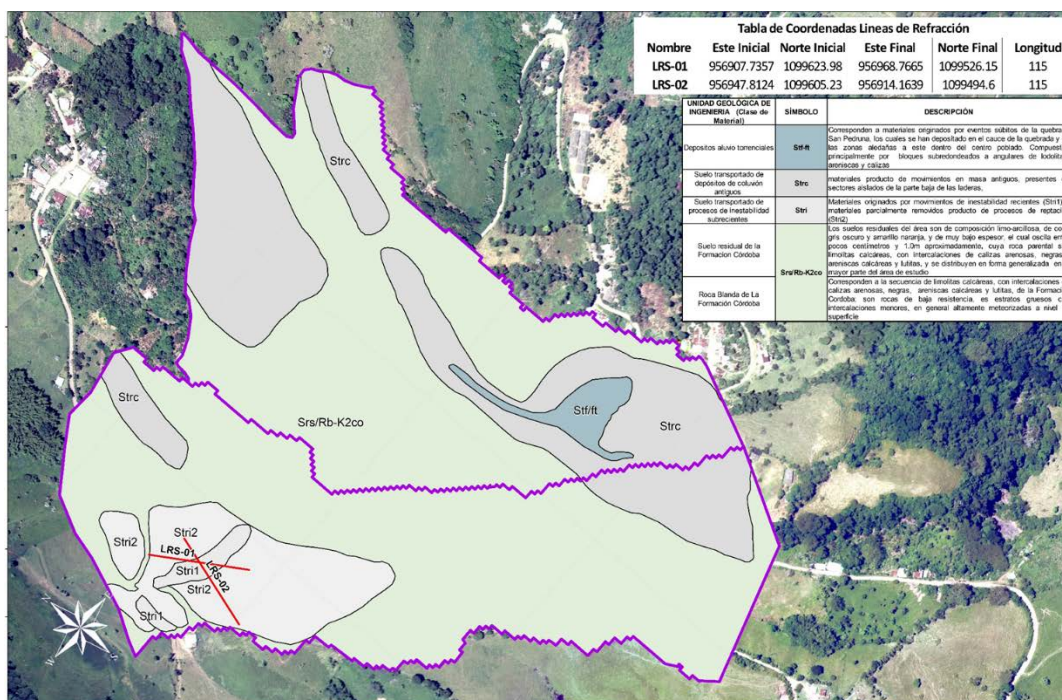


Ilustración 13. Mapa Geológico y localización de la exploración geofísica (LRS -MASW).
Fuente: Geocing S.A.S.

4.1.2.2 Resultados exploración indirecta

El siguiente ítem contiene los resultados de las pruebas realizadas en campo para el ensayo de sísmica refacción, MASW y tomografía eléctrica. El resultado se muestra mediante registro fotográfico, gráficas, y tablas, para lograr una profundidad de investigación aproximada a los 30 metros.

- LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA LRS-01

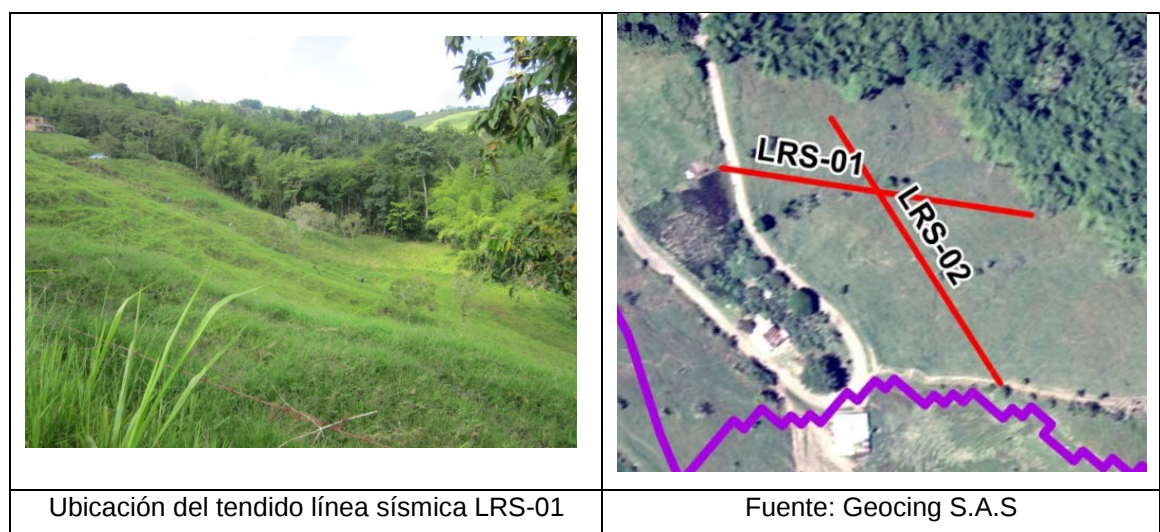


Ilustración 14. Proceso de ejecución LRS-01.
Fuente: Geocing S.A.S

- MODELO SIMPLIFICADO LRS-01

En la Ilustración 15, se presenta el modelo simplificado de tres conjuntos de velocidades compresionales promedio:

El primer conjunto de V_p 596 m/s, con espesor variable entre 1 a 5 m aproximadamente, se caracteriza como un material suelto.

El segundo conjunto de velocidades promedio V_{p2} 1866 m/s se presenta por debajo de los 5 m de profundidad, y se caracteriza como material No Ripable.

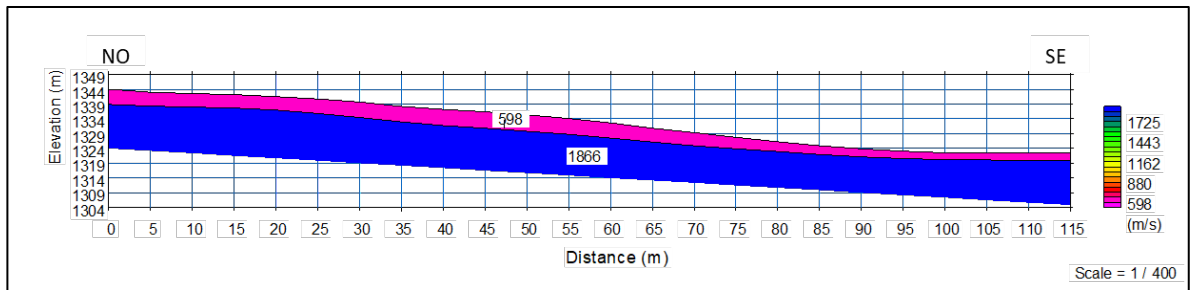


Ilustración 15. Modelo simplificado Vp LRS-01.
Fuente: Geocing S.A.S

- TOMOGRAFÍA SÍSMICA LRS-01

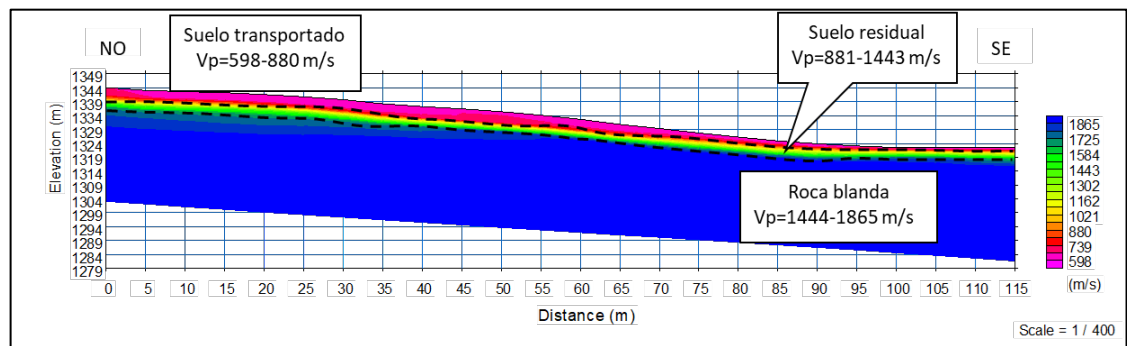


Ilustración 16. Tomografía sísmica Vp LRS-01.
Fuente: Geocing S.A.S

Tabla 10. Resumen Tomografía Sísmica Vp LRS-01

Nº Línea	Estrato	Rango de Velocidad Vp (m/s)	Espesor (m)	Profundidad (m)	Material
LRS-01	1	598-880	5	0	Suelo transportado de procesos de inestabilidad subcrecientes
	2	881-1443	4	5	Suelo residual de la Formación Córdoba.
	3	1444 - 1865	-	9	Roca Blanda de la Formación Córdoba.

Fuente: Geocing S.A.S

- ANÁLISIS MULTI-ESPECTRAL DE ONDA SUPERFICIAL MASW-01

- MASW-01 1D

En general el perfil unidimensional presenta una velocidad de corte promedio V_s 695.8 m/s, que según la norma NSR-10, se clasifica como un perfil de suelos tipo C, que caracteriza como perfil de suelos muy densos o roca blanda (ver Ilustración 17).

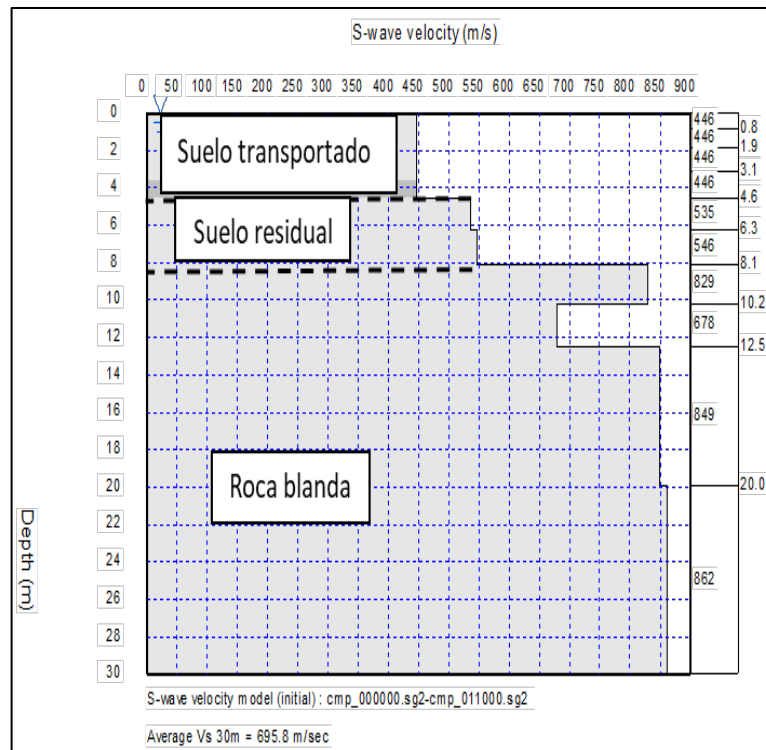


Ilustración 17. Perfil unidimensional Vs MASW-01.
Fuente: Geocing S.A.S

- MASW-01 2D

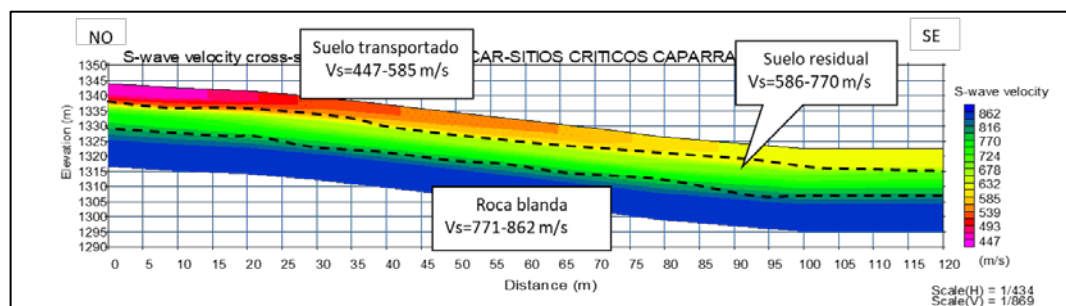


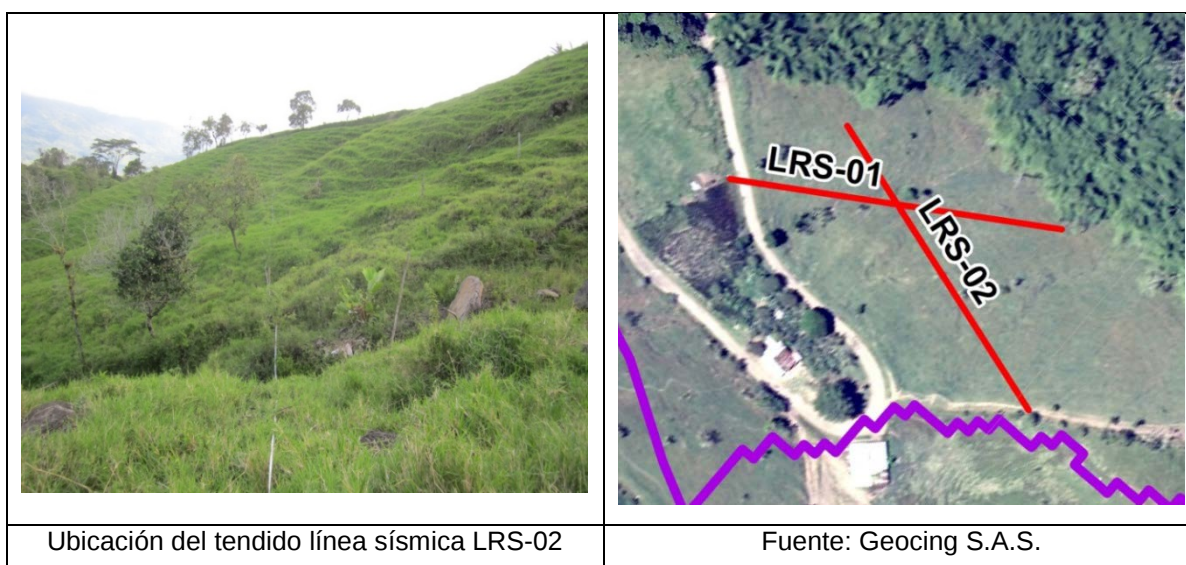
Ilustración 18. Perfil bidimensional (2D) Vs MASW-01.
Fuente: Geocing S.A.S

Tabla 11. Resumen Tomografía Vs LRS-1.

N° Línea	Estrato	Rango de Velocidad Vs (m/s)	Espesor (m)	Profundidad (m)	Material
LRS-01	1	447-585	6	0	Suelo transportado de procesos de inestabilidad subrecientes
	2	586-770	8	6	Suelo residual de la Formación Córdoba.
	3	771-862	-	14	Roca Blanda de la Formación Córdoba.

Fuente: Geocing S.A.S.

- LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA LRS-02



Ubicación del tendido línea sísmica LRS-02

Fuente: Geocing S.A.S.

Ilustración 19. Proceso de ejecución LRS-02
Fuente: Geocing S.A.S

- MODELO SIMPLIFICADO LRS-02

En la Ilustración 20, se presenta el modelo simplificado de dos conjuntos de velocidades compresionales promedio:

El primer conjunto de V_p 659 m/s, con espesor variable entre 1 a 7 m aproximadamente, se caracteriza como un material de ripado fácil. El segundo

conjunto de velocidades promedio Vp2 1803 m/s presenta por debajo de los 7 m de profundidad, y se caracteriza como material de ripado duro.

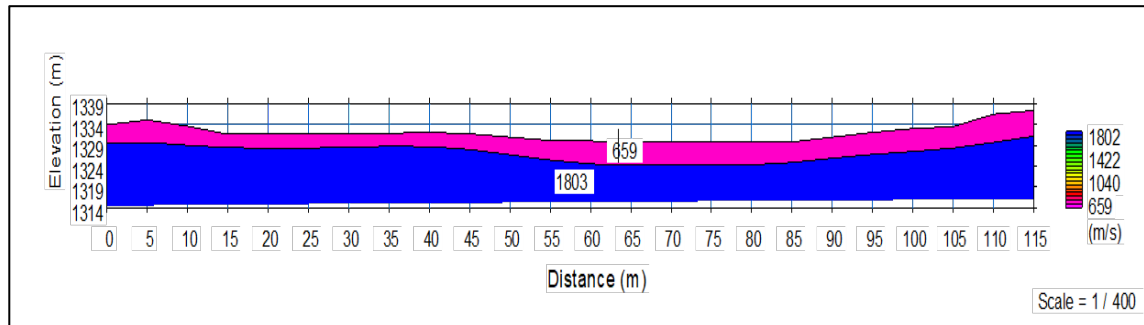


Ilustración 20. Modelo Simplificado LRS-02
Fuente: Geocing S.A.S

- TOMOGRAFÍA SÍSMICA LRS-02

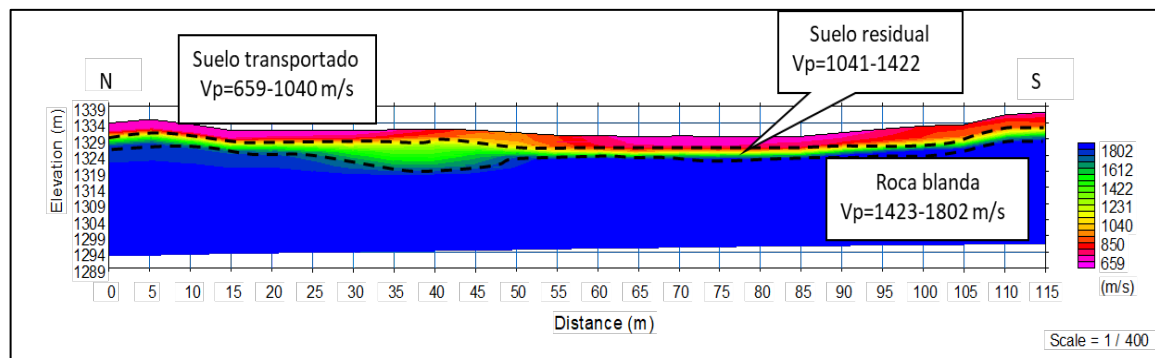


Ilustración 21. Tomografía sísmica LRS-02
Fuente: Geocing S.A.S

Tabla 12. Resumen Tomografía Sísmica Vp LRS-02

N° Línea	Estrato	Rango de Velocidad Vp (m/s)	Espesor (m)	Profundidad (m)	Material
LRS-02	1	659-1040	8	0	Suelo transportado de procesos de inestabilidad subrecientes
	2	1041-1422	3	8	Suelo residual de la Formación Córdoba.
	3	1423-1802	-	11	Roca Blanda de la Formación Córdoba.

Fuente: Geocing S.A.S

- ANÁLISIS MULTI-ESPECTRAL DE ONDA SUPERFICIAL MASW-02

- MASW-02 1D

En general el perfil unidimensional presenta una velocidad de corte promedio V_s 654.2 m/s, que según la norma NSR-10, se clasifica como un perfil de suelos tipo C, que caracteriza como perfil de suelos muy densos o roca blanda. (Ver Ilustración 22).

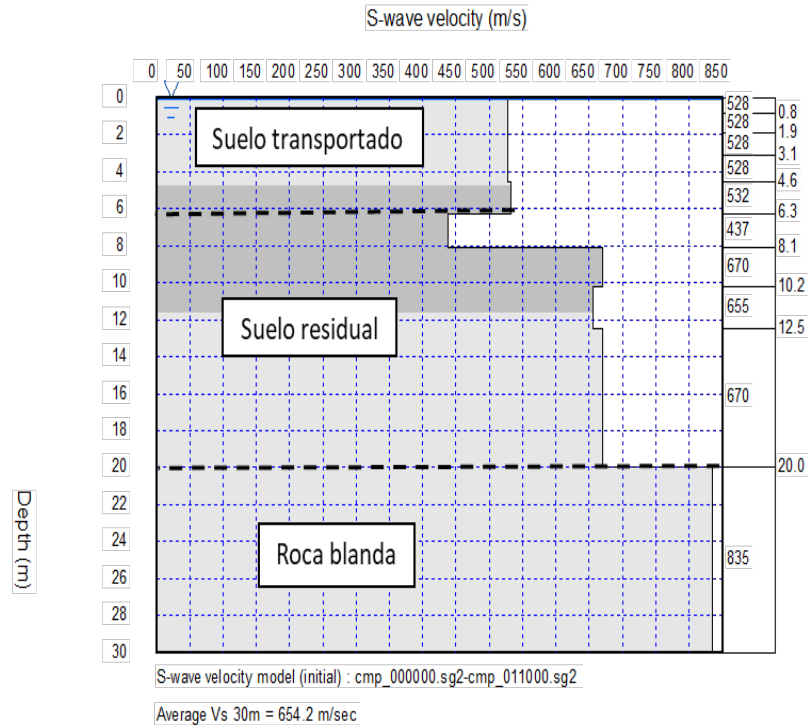


Ilustración 22. Perfil unidimensional MASW-02.
Fuente: Geocing S.A.S

- MASW-02 2D

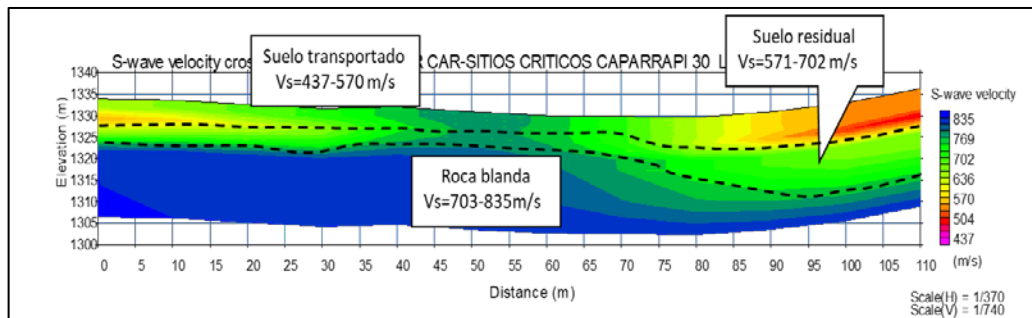


Ilustración 23. Perfil bidimensional (2D) Vs MASW-02
Fuente: Geocing S.A.S
Tabla 13 Resumen Tomografía Vs MASW-2.

Nº Línea	Estrato	Rango de Velocidad Vs (m/s)	Espesor (m)	Profundidad (m)	Material
LRS-02	1	437-570	7	0	Suelo transportado de procesos de inestabilidad subcrecientes
	2	571-702	10	7	Suelo residual de la Fm Córdoba.
	3	703-835	-	17	Roca Blanda de la Fm Córdoba.

Fuente: Geocing S.A.S

• PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

A continuación, se presenta un resumen de los parámetros geo-mecánicos obtenidos a partir de las Velocidades de onda Vp y Vs para la clasificación de suelos:

Tabla 14. Resumen de parámetros geo mecánicos.

Línea	Capa	Profundidad (m)	S-Velocidad de corte (m/s)	P-Velocidad Compresional (m/s)	ρ (kN/m ³)	μ	Gmax (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Vs (m/s) (promedio perfil)	Tipo de Perfil	Descripción
LRS-01	1	0.01	430.00	880.00	0.30	0.34	56190	150944	695.8	C	Perfiles De Suelos Muy Densos O Roca Blanda
	2	4.00	596.00	1302.0	0.23	0.37	80995	221515			
	3	8.00	862.00	1584.0	0.23	0.29	173368	447161			
LRS-02	1	0.01	437.00	900.00	0.30	0.35	57877	155777	654.2	C	Perfiles De Suelos Muy Densos O Roca Blanda
	2	6.00	571.00	1231.0	0.22	0.36	73028	199063			
	2	20.00	835.00	1612.00	0.23	0.32	158832	418250			

Fuente: Geocing S.A.S

4.2 MODELO GEOTÉCNICO

Basados en la información recolectada y producida, como es la definición del modelo geológico presente en el área, la exploración directa, los resultados de laboratorio y la exploración por medios geofísicos, se procedió a realizar una

clasificación de los materiales existentes en profundidad, así como la evaluación de los parámetros geomecánicos que describen su comportamiento ingenieril.

Se han identificado cinco (5) materiales que componen el sitio de estudio:

- **Material 1: (Suelo transportado de procesos de inestabilidad subrecientes (Stri)).** Materiales originados por movimientos de inestabilidad recientes y materiales parcialmente removidos, debido a procesos de reptación. Compuesto principal mente por limos y arcillas con presencia de fragmentos de grava envueltos en una matriz arcillosa. El espesor promedio es de 2.0 m a partir de la superficie del terreno y es registrado en la exploración directa en el sondeo SM-01 y SM – 02.
- **Material 2: (Suelo transportado de depósitos de coluvión antiguos (Strc)).** Materiales producto de movimientos en masa antiguos, presentes en sectores aislados de la parte baja de las laderas, compuesto principal mente por limos y arcillas con presencia de fragmentos de grava envueltos en una matriz arcillosa. Litológicamente están constituidos principalmente por una amplia matriz arcillosa, presencia de arenas y pequeños fragmentos de grava. Presentan espesores de 2.65 m y hasta 3.65 m y en promedio de 3.00 m. Se evidenció este depósito en el desarrollo de los sondeos mecánicos SM-02A, SM-04A y SM-05A desde la superficie hasta los 3.60 metros de profundidad.
- **Material 3: (Suelo residual - Formación Córdoba (Sr - K2co)).** Material compuesto por limos y arcillas de color gris oscuro y naranja, de humedad media y consistencia muy firme a dura. Presentan espesores bastante bajos entre 0.50 m y hasta 2.65 m y en promedio 1.60 m. Se evidenció este depósito en el desarrollo de los sondeos mecánicos SM-01A, SM-03, SM-04, SM-05, SM-06 y SM-06A desde la superficie hasta los 3 metros de profundidad.

- **Material 4: (Roca Meteorizada - Formación Córdoba (RM-K2co)).** Roca muy meteorizada de la formación Córdoba de color gris, altamente fracturada, con espesores entre 2.50 m y 7.00 m. se evidencio este material en el desarrollo de los sondeos mecánicos SM-01, SM-01A, SM-02, SM-02A, SM03, SM-04, SM-04A, SM-05, SM05A, SM-06 y SM-06A.
- **Material 5: (Roca blanda - Formación Córdoba (Rb-K2co)).** Roca correspondiente a una secuencia de limolitas calcáreas, con intercalaciones de calizas arenosas, negras, areniscas calcáreas y lutitas, de la formación Córdoba de resistencia baja. Se evidencio este material en el desarrollo de los sondeos mecánicos SM-01, SM-01A, SM-02, SM-02A, SM03, SM-04, SM-04A, SM-05, SM05A, SM-06 y SM-06A.

En la Ilustración 24 se resumen los materiales encontrados en los sondeos.

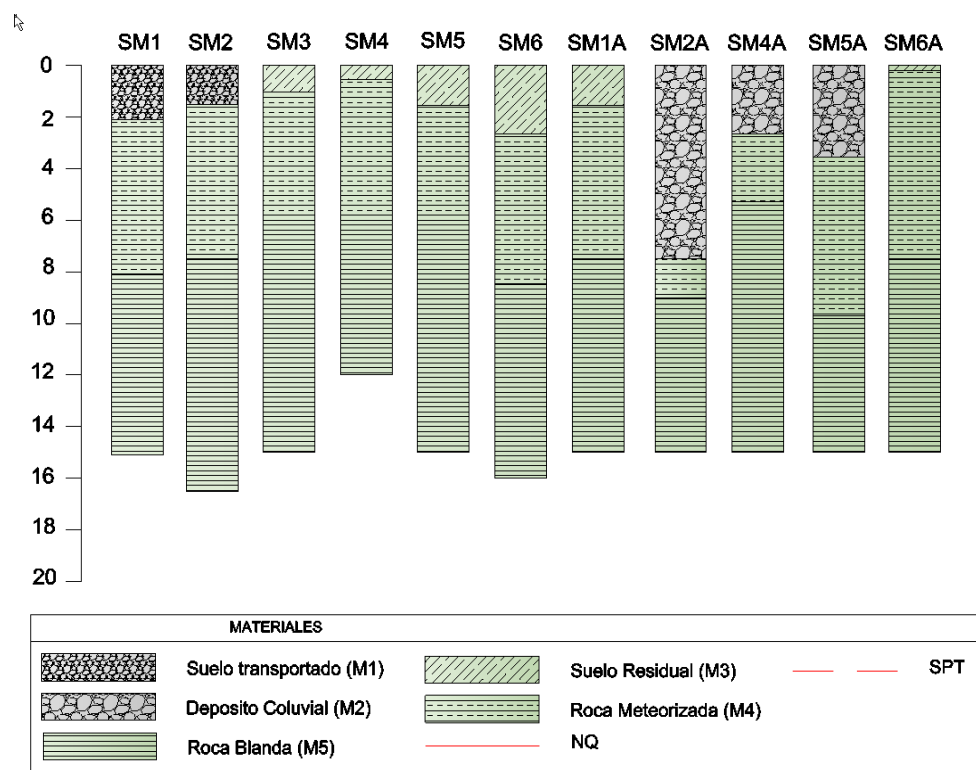


Ilustración 24. Resumen de materiales identificados en los sondeos realizados
Fuente: Geocing S.A.S.

4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES ENCONTRAOS EN EL ÁREA PARA REALIZAR DISEÑOS DE INGENIERÍA.

4.3.1 Suelo Transportado Reciente (Str)

- Gradación

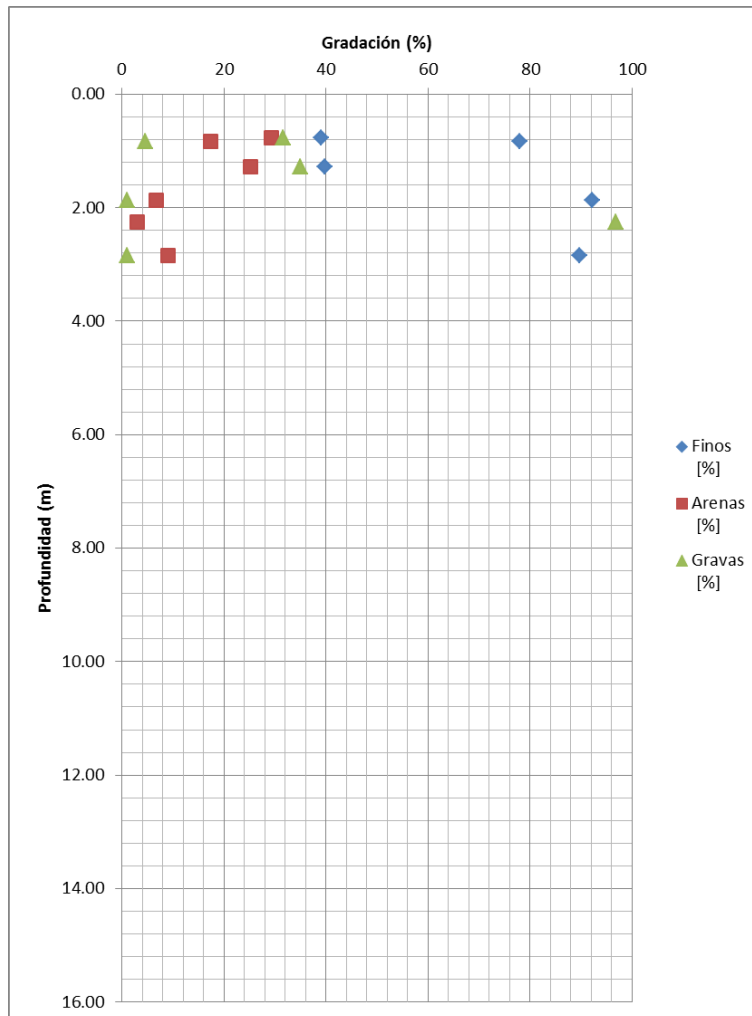


Ilustración 25. Variación de la gradación en función de la profundidad para el material (Str).
Fuente: Propia.

De acuerdo a la gráfica de gradación del material se puede determinar que el material en esta zona es predominantemente fino, donde los materiales de tamaño de los finos están alrededor del 39 y 92%, posteriormente se hallan entre el 3 al 27%

de arenas, en cuanto a los materiales de tamaño gravas, aparecieron en porcentajes dentro de 1 a 97%.

- Índice de Plasticidad

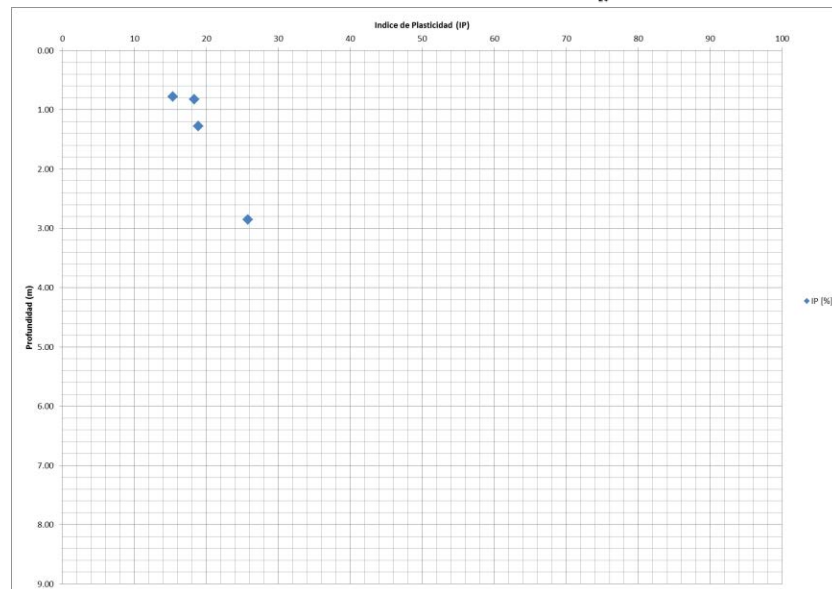
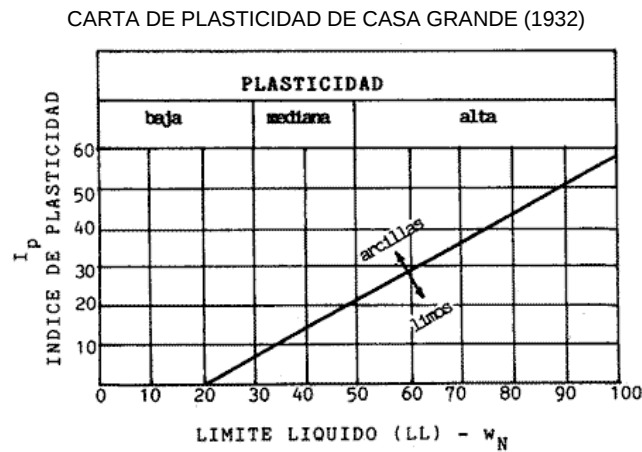


Ilustración 26. Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para el material (Str).
Fuente: Propia.

El índice de plasticidad de la masa del suelo se considera que es bajo con valores comprendidos entre el 15 y el 26%, los valores encontrados de manera general indican la alta susceptibilidad del material frente al agua, y su rapidez de cambio de estado entre el estado semisólido al estado líquido.

- Propiedades Índice

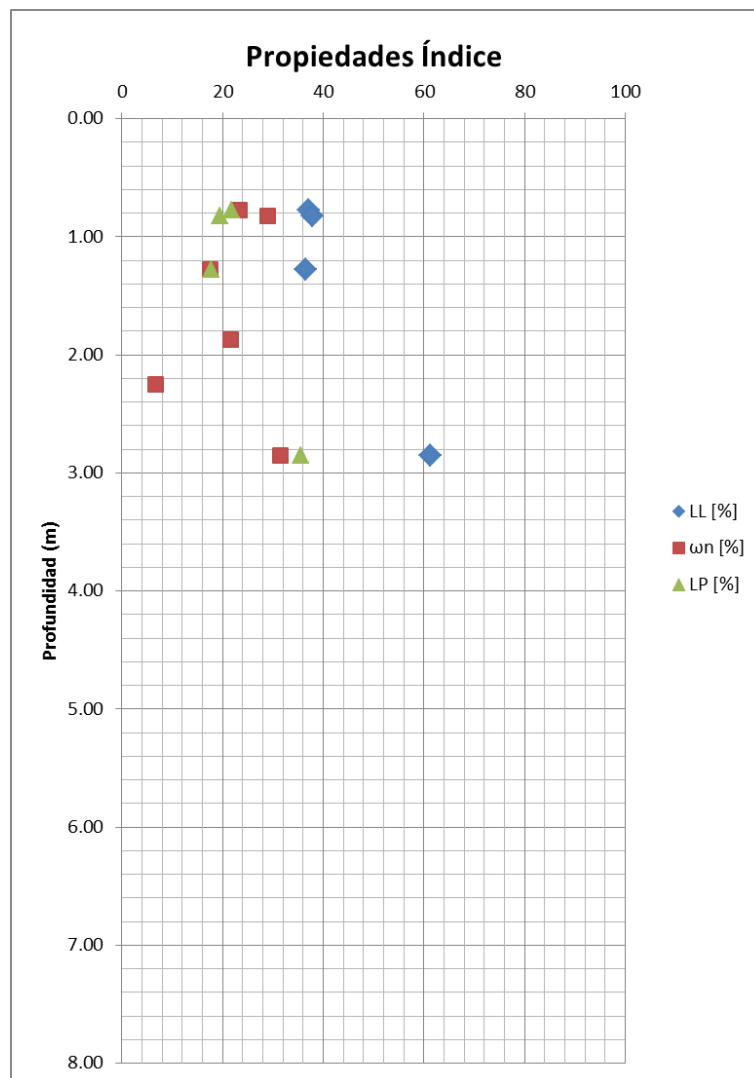


Ilustración 27. Variación de las propiedades índice del material (Str) en función de la profundidad.
Fuente: Propia.

En cuanto a las propiedades índices nos permite evidenciar que desde la superficie hasta aproximadamente 1.00 m de profundidad, el material se encuentra seco al encontrarse la humedad demasiado cerca al límite plástico; entre el 1.00 metro y los 3.00 metros de profundidad se localiza el material fisurado.

- Peso Unitario

El peso unitario del suelo se presenta de manera heterogénea en rangos que van desde 16kN/m^3 hasta 25kN/m^3 en función de la profundidad, y se ha determinado que el valor promedio es de 19kN/m^3 .

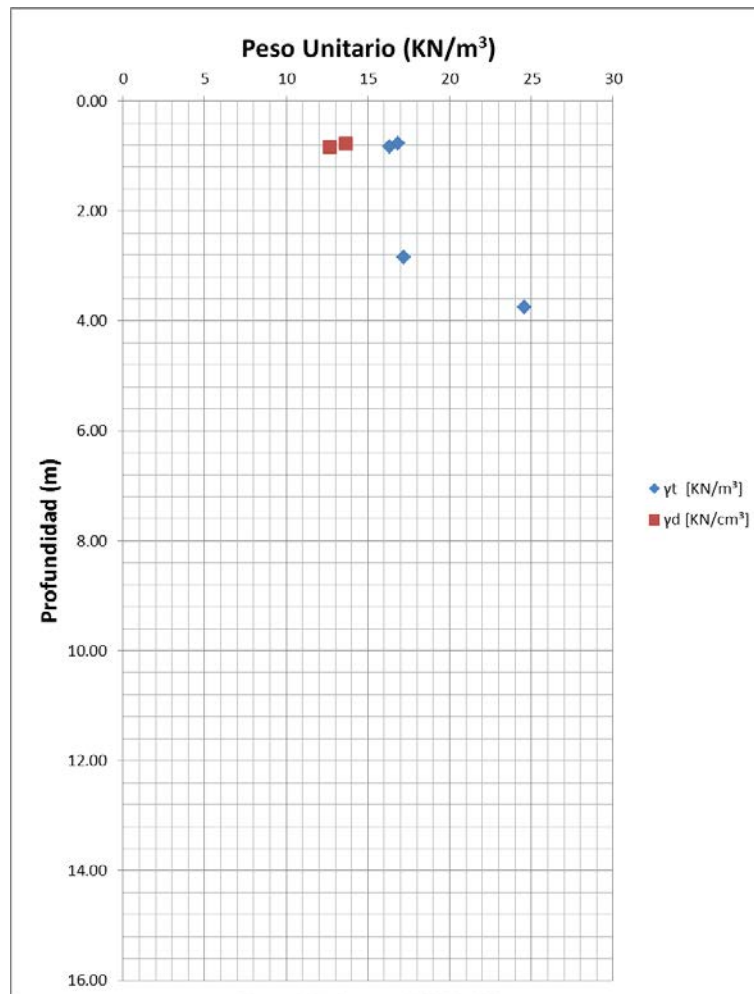


Ilustración 28. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (Str).
Fuente: Propia.

- Ensayo SPT (Standard Penetration Test)

La fracción gruesa del material presenta una compacidad entre media y muy compacta, y la matriz del material desde la superficie hasta aproximadamente los 2.00 m de profundidad, ya presenta una consistencia de media a dura.

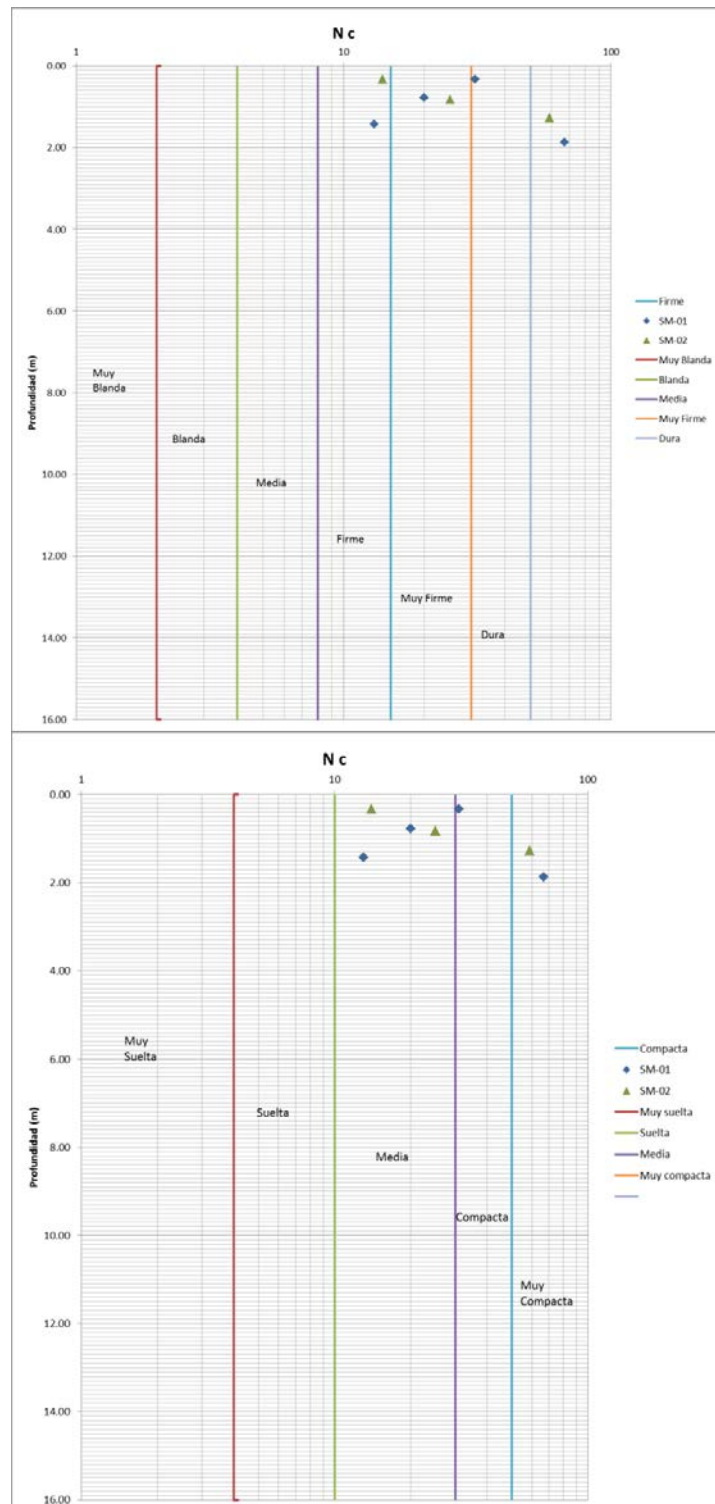


Ilustración 29. Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el material (Str).
Fuente: Propia.

- Resistencia al corte en términos drenados.

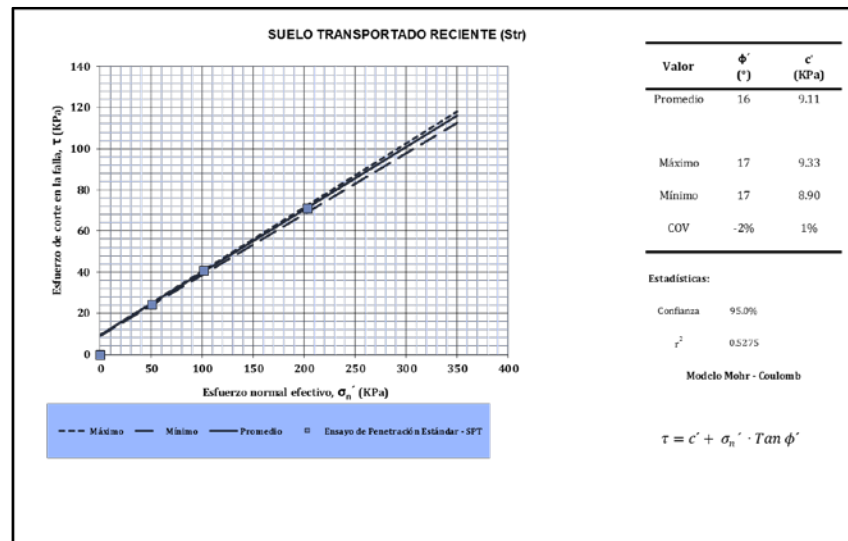


Ilustración 30. Valores de resistencia al corte para el material (Str)
Fuente: Geocing S.A.S.

Los valores mínimos son de 16.51°, promedio de 16.88° y máximo de 17.27° para el ángulo de fricción; en cuanto a la cohesión los valores mínimos son de 8.90kPa, promedio de 9.11kPa y máximo de 9.33kPa.

- Resistencia a la compresión Simple

En el suelo transportado reciente aparece un canto movilizado que se depositó en el proceso de formación del material en medio de la matriz de este.

Con el fin de conocer la resistencia intacta a la compresión de la roca se ha realizado 1 ensayo de resistencia a la compresión simple sobre muestra de buena calidad.

De manera seguida para efectos de su clasificación se implementó el criterio de clasificación de rocas a partir de la resistencia a la compresión de muestras intactas de Bieniawski, 1991 (ver Ilustración 31), tomando como referencia de rangos de referencia:

Las resistencias menores a 1 MPa es considerado como suelo, entre 1 y 20 MPa se considera como resistencia baja, de 20 a 50 MPa la resistencia es baja, entre 50 a 100 MPa la resistencia es media, de 100 MPa a 200 MPa es alta y los valores entre los 200 y 500MPa se considera como alto.

Con base al resultado de laboratorio de la resistencia a la compresión simple en la muestra buena calidad, se ha determinado que el valor promedio de la roca es de 17.24 MPa, que la clasifica según Bienawski como una roca muy blanda.

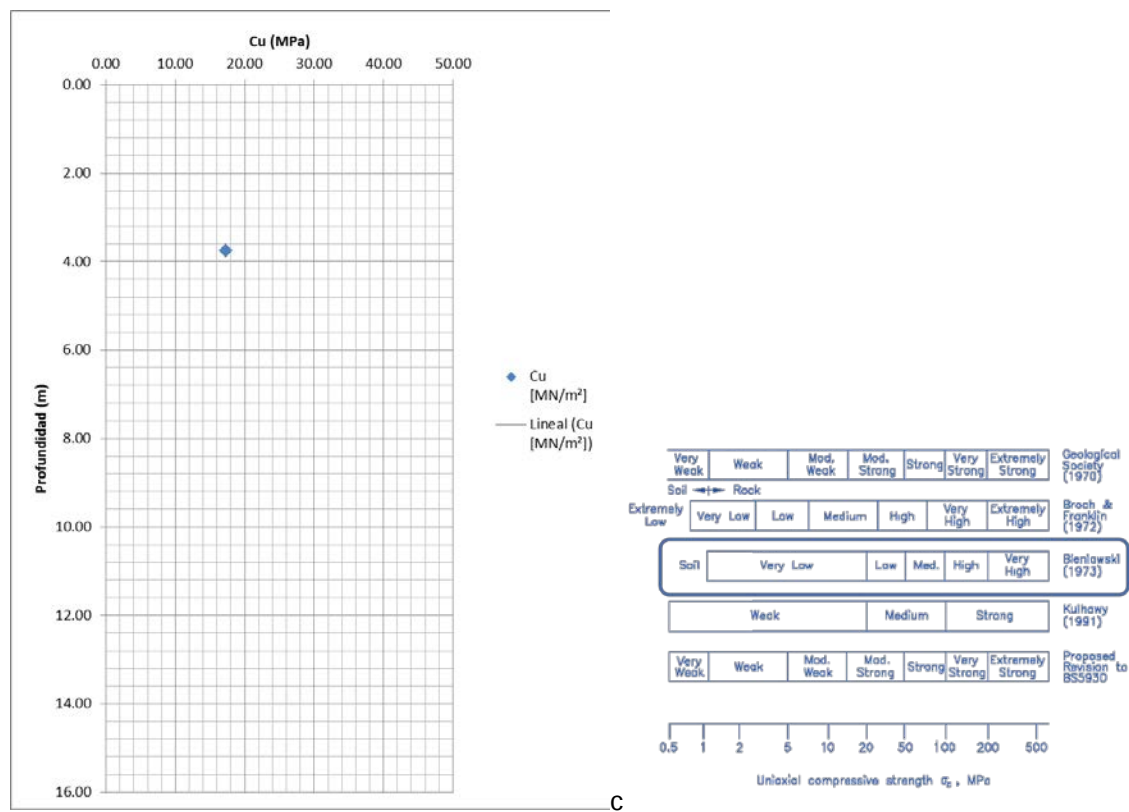


Ilustración 31. Valor de la resistencia a la compresión Uniaxial del canto dentro del material Str en función de la profundidad y la respectiva clasificación de las rocas según diferentes autores. Gannon et al., 1999.

4.3.2 Suelo Transportado Fluvial (Strf)

- Gradación

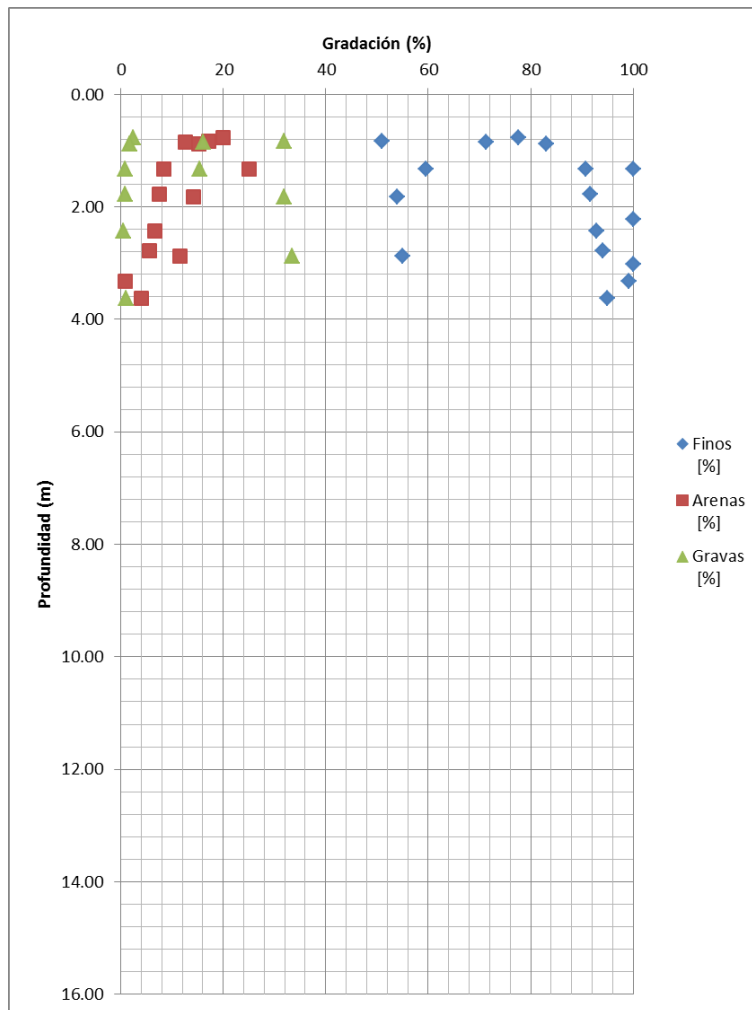


Ilustración 32. Variación de la gradación en función de la profundidad para el material (Strf).
Fuente: Propia.

De acuerdo a la gráfica de gradación del material se puede determinar que el material es predominantemente fino, donde los materiales de tamaño de los finos están alrededor del 51 y 100%, posteriormente se hallan entre el 0 al 34% de gravas, en cuanto a los materiales de tamaño de las arenas aparecieron en porcentajes dentro de 1 a 25%.

- Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad de la masa del suelo se considera que es bajo con valores comprendidos entre el 12 y el 29%, los valores encontrados de manera general

indican la alta susceptibilidad del material frente al agua, y su rapidez de cambio de estado entre el estado semisólido al estado líquido.

CARTA DE PLASTICIDAD DE CASA GRANDE (1932)

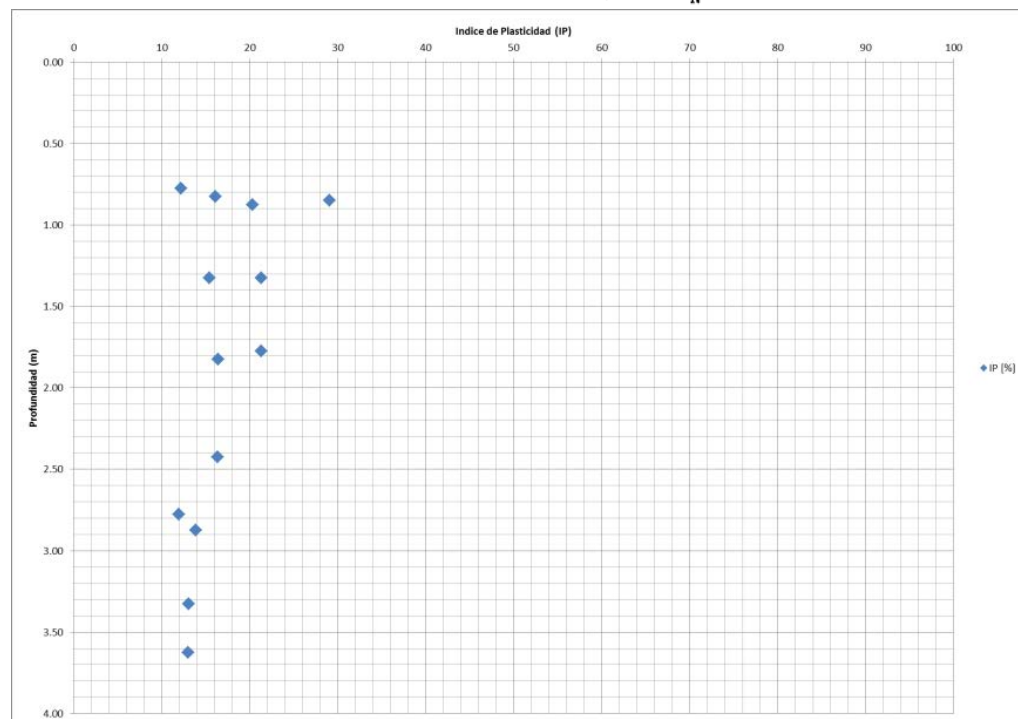
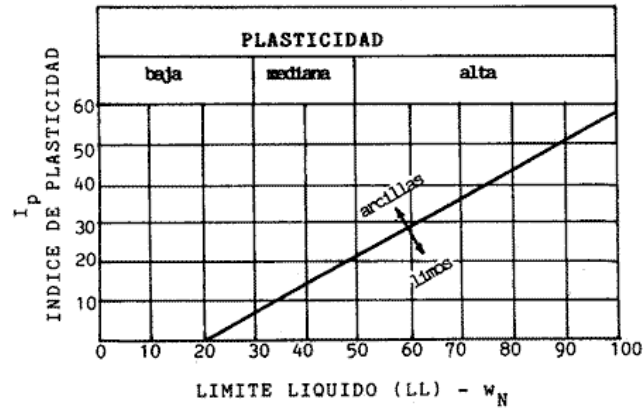


Ilustración 33. Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para el material (Strf).

Fuente: Propia

- Propiedades Índice

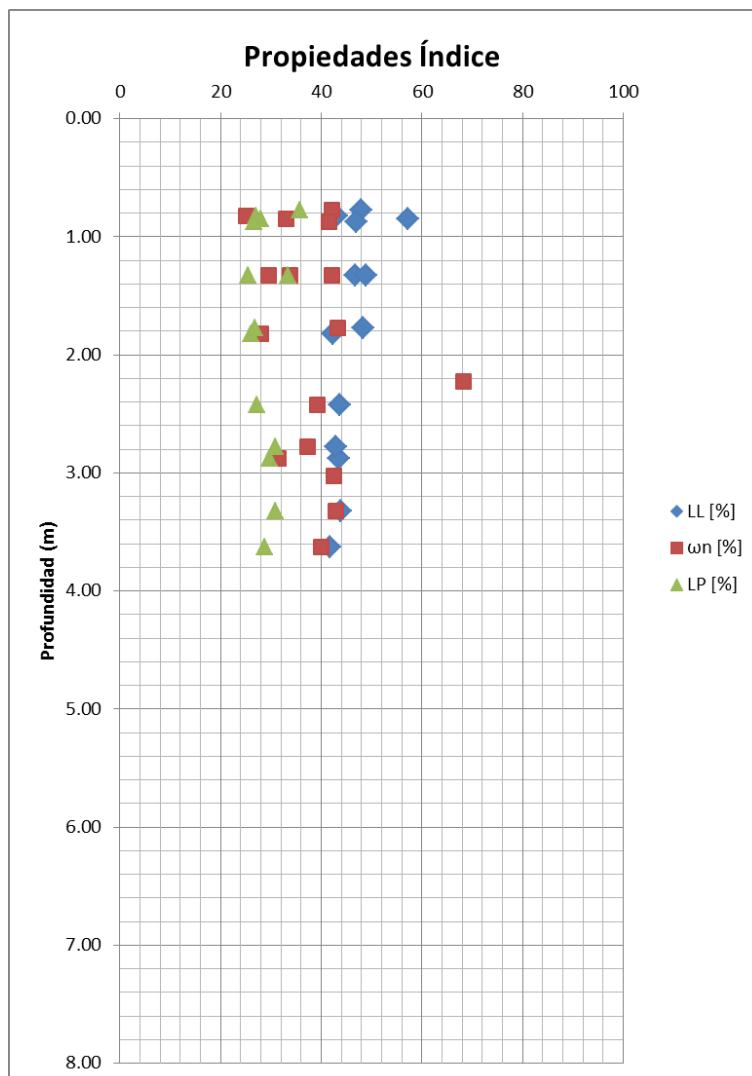


Ilustración 34. Variación de las propiedades índice del material (Strf) en función de la profundidad.
Fuente: Propia

En cuanto a las propiedades índices nos permite evidenciar que desde la superficie hasta aproximadamente 2.00 m de profundidad, el material se encuentra en un estado sólido – semisólido, al encontrarse la humedad demasiado cerca al límite plástico; entre el 2.00 metros y los 6.00 metros de profundidad el material pasa a comportarse como un fluido donde su contenido de humedad se encuentra muy cerca de su límite líquido.

- **Peso Unitario**

El peso unitario del suelo se presenta de manera poco heterogénea en rangos que van desde 14kN/m^3 hasta 19kN/m^3 en función de la profundidad, y se ha determinado que el valor promedio es de 17kN/m^3 .

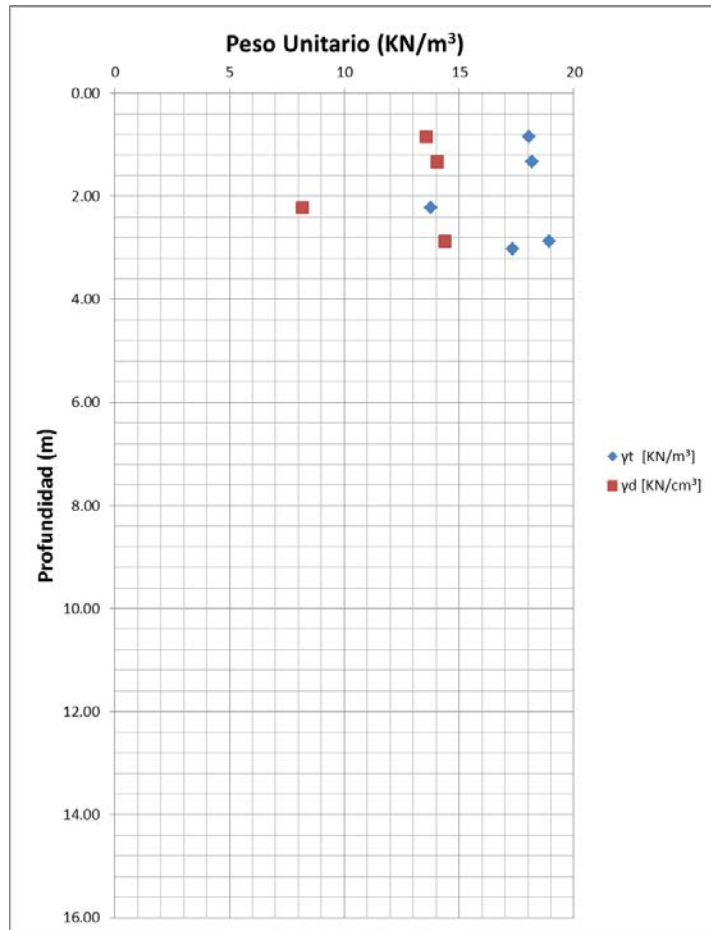


Ilustración 35. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (Strf).
Fuente: Propia

- **Ensayo SPT (Standard Penetration Test)**

El material presenta una consistencia entre media y muy firme desde la superficie hasta aproximadamente los 1.50 m de profundidad, y de los 1.50 m hasta los 4.00 m una consistencia entre firme y dura.

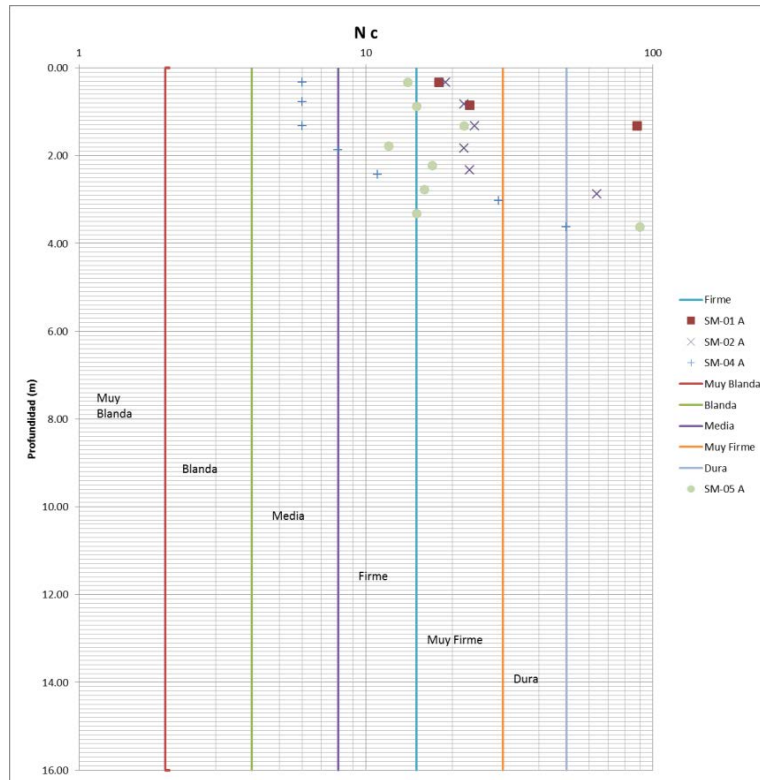


Ilustración 36. Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el material (Strf).
Fuente: Propia

- Resistencia al corte en términos drenados.

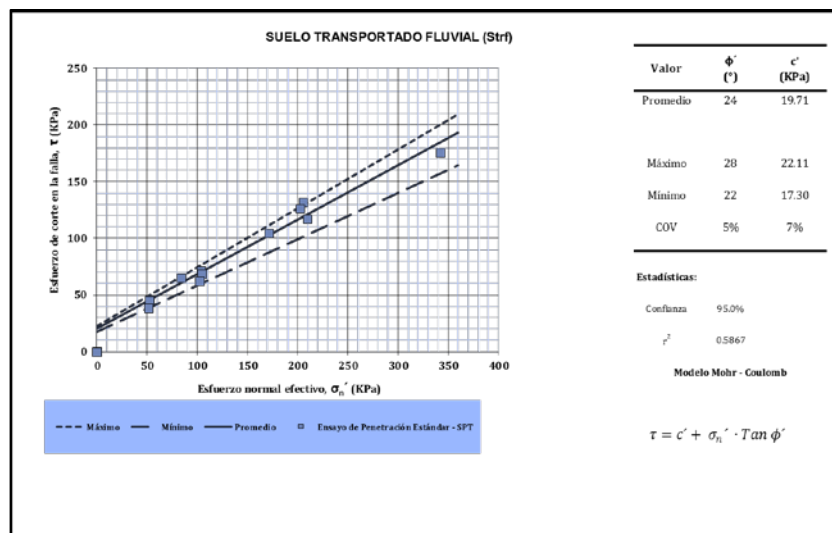


Ilustración 37. Valores de resistencia al corte para el material (Strf)
Fuente: Propia

Los valores mínimos son de 22°, promedio de 24° y máximo de 28° para el ángulo de fricción; en cuanto a la cohesión los valores mínimos son de 13.30kPa, promedio de 22.11kPa y máximo de 19.71kPa.

4.3.3 Suelo Grado Vi (Horizonte Vi) Formación Córdoba

- Gradación

De acuerdo a la gráfica de gradación del material se puede determinar que el material es predominantemente fino, donde los materiales de tamaño de los finos están alrededor del 31 y 98%, entre el 21 y el 40% de gravas, y en cuanto a los materiales de tamaño de las arenas aparecieron en porcentajes dentro de 2 a 37%.

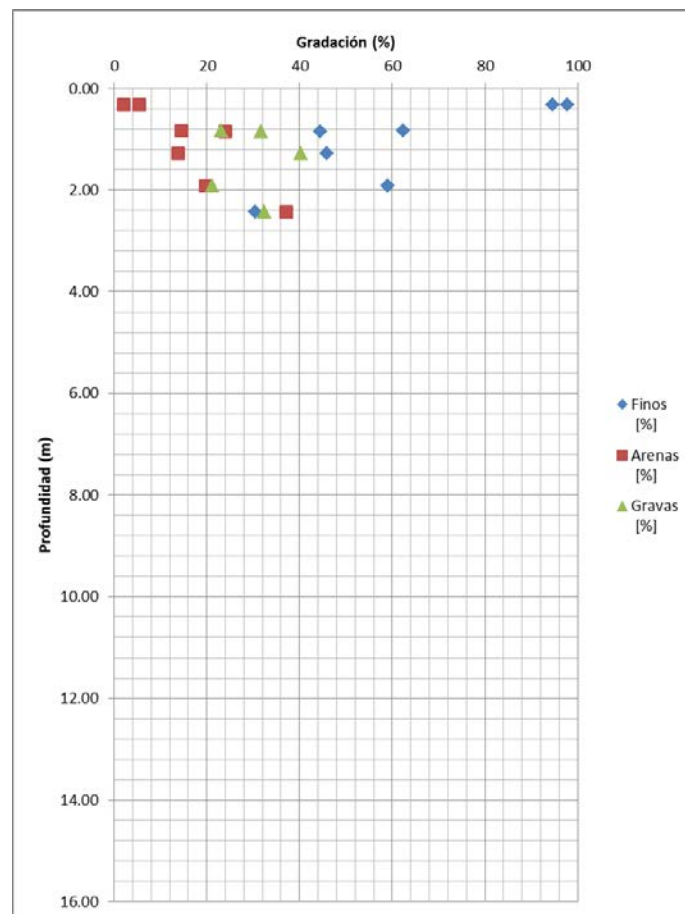


Ilustración 38. Variación de la gradación en función de la profundidad para el material Suelo Grado VI.

Fuente: Propia

- Índice de Plasticidad

CARTA DE PLASTICIDAD DE CASA GRANDE (1932)

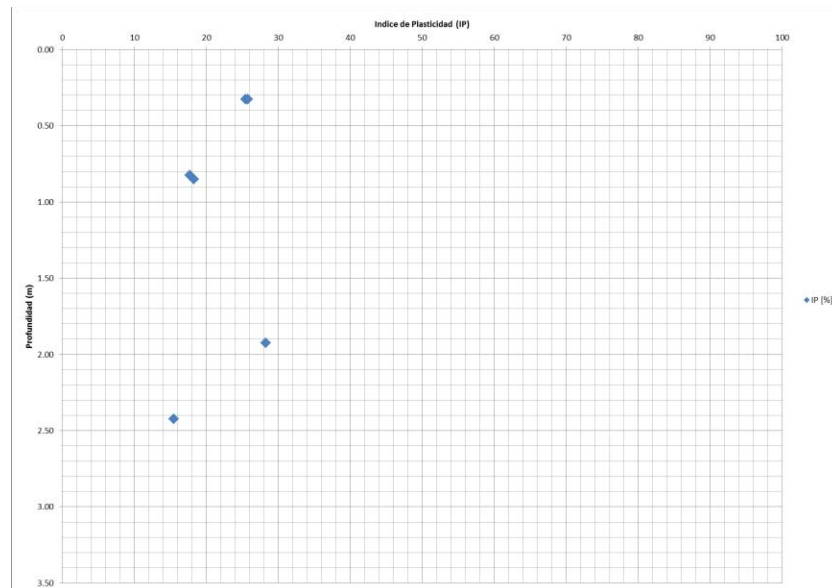
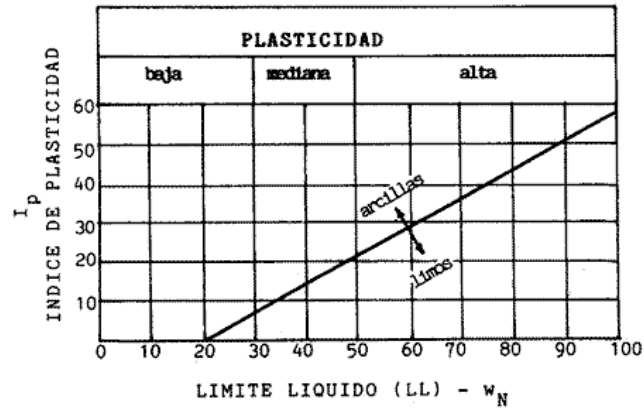


Ilustración 39. Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para el Suelo Grado VI.

Fuente: Propia

El índice de plasticidad de la masa del suelo se considera que es bajo con valores comprendidos entre el 16 y el 28%, los valores encontrados de manera general indican la alta susceptibilidad del material frente al agua, y su rapidez de cambio de estado entre el estado semisólido al estado líquido.

- Propiedades Índice

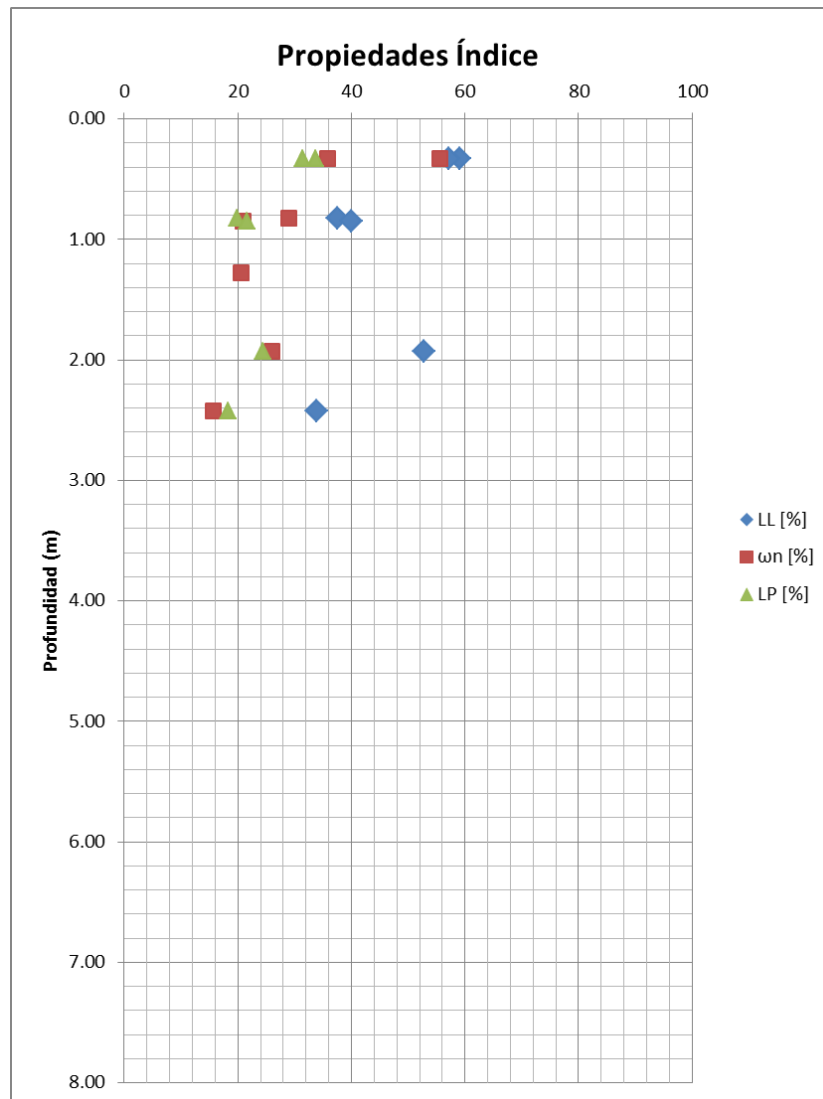


Ilustración 40. Variación de las propiedades índice del material Suelo Grado VI en función de la profundidad.

Fuente: Propia

En cuanto a las propiedades índices nos permite evidenciar que desde la superficie hasta aproximadamente 1.00 m de profundidad, el material se comporta como un fluido, de los 1.00 m de profundidad a los 2.00 m el material se encuentra seco y de los 2.00 m a los 3.00 m de profundidad se encuentra fisurado al observar que el valor de la humedad es menor al valor del límite plástico del material.

Peso Unitario

El peso unitario del suelo se presenta de manera poco heterogénea en rangos que van desde 17kN/m^3 hasta 25kN/m^3 en función de la profundidad, y se ha determinado que el valor promedio es de 20kN/m^3 .

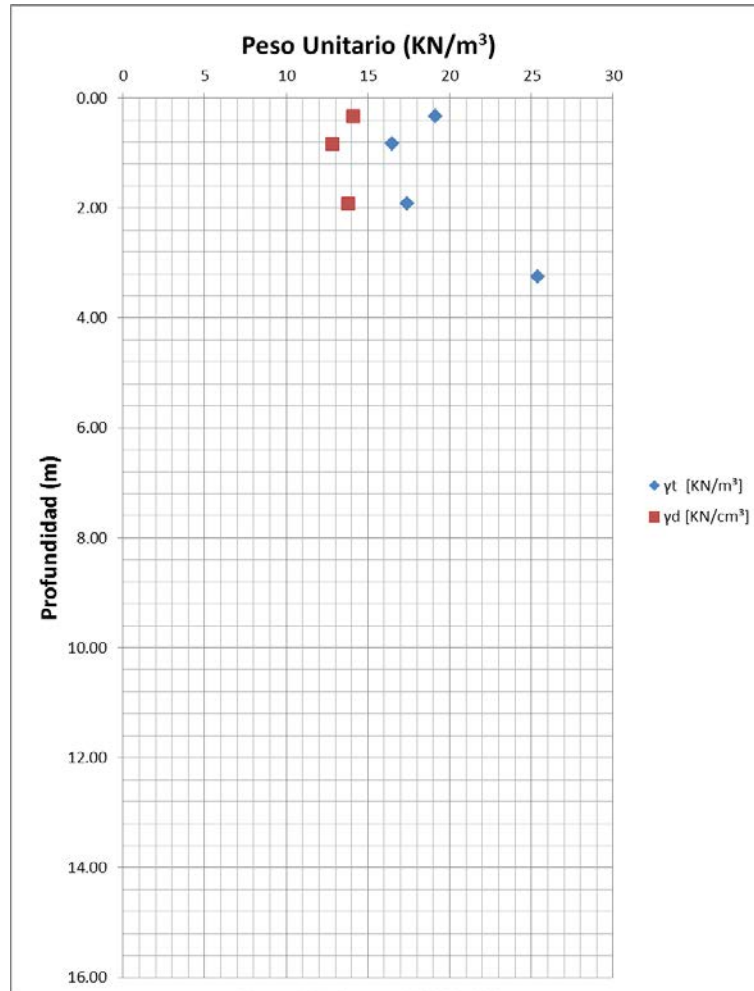


Ilustración 41. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material Suelo de Grado VI.

Fuente: Geocing S.A.S.

- Ensayo SPT (Standard Penetration Test)

La fracción gruesa del material presenta una compacidad entre media y muy compacta, y la matriz del material desde la superficie hasta aproximadamente los 2.50 m de profundidad, ya presenta una consistencia de firme a dura.

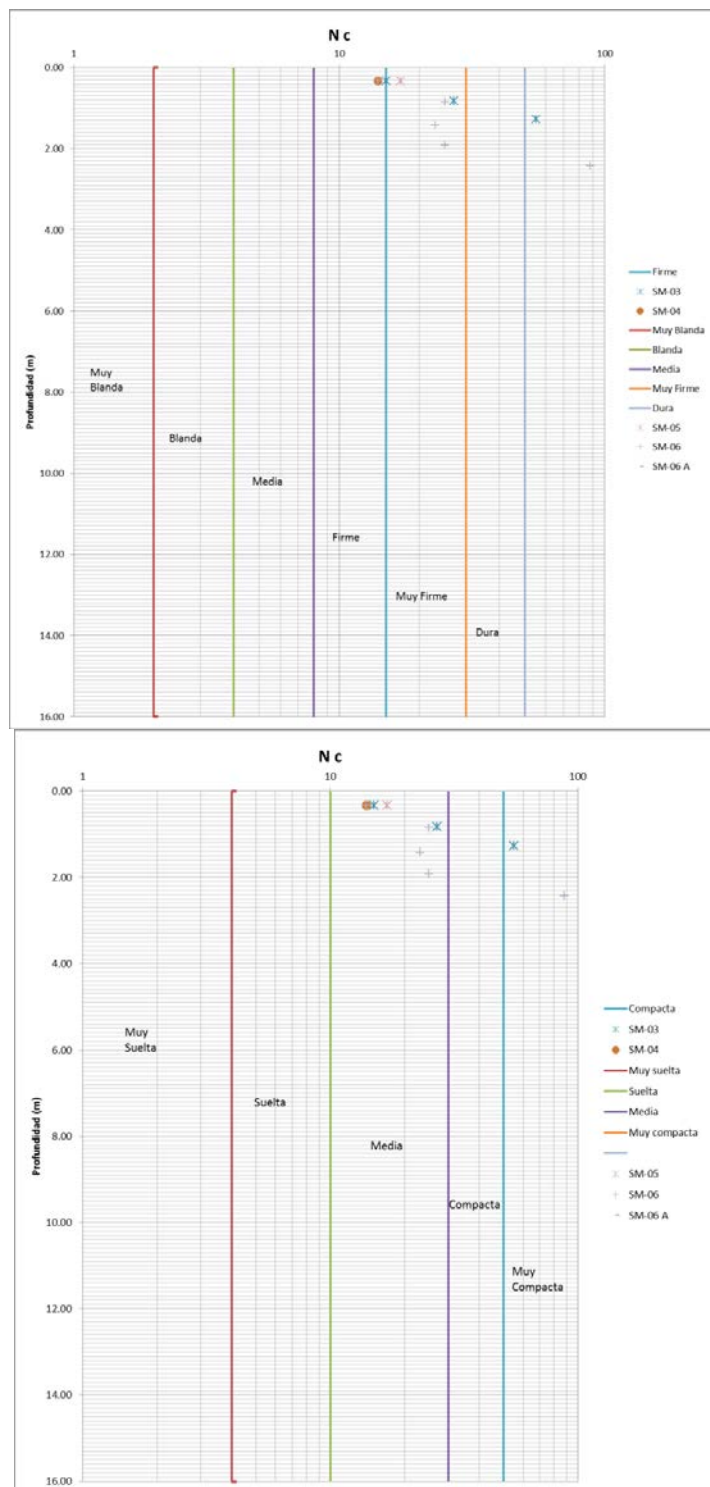


Ilustración 42. Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el Suelo de Grado VI.
Fuente: Propia

- Resistencia al corte en términos drenados.

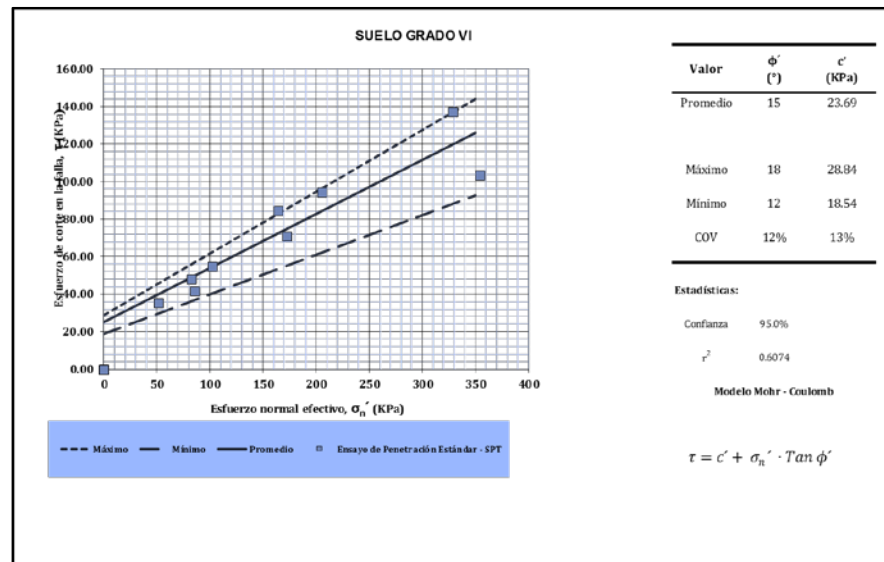


Ilustración 43. Valores de resistencia al corte para el Suelo Grado VI (Horizonte VI)
Fuente: Propia

Los valores mínimos son de 12°, promedio de 15° y máximo de 18° para el ángulo de fricción; en cuanto a la cohesión los valores mínimos son de 18.54kPa, promedio de 23.69kPa y máximo de 28.84kPa.

4.3.4 Roca Meteorizada De La Formación Córdoba (W.R.)

- Gradación

De acuerdo a la gráfica de gradación del material se puede determinar que el material es predominantemente fino, donde los materiales de tamaño de los finos están alrededor del 48 y 96%, entre el 1 y el 27% de gravas, y en cuanto a los materiales de tamaño de las arenas aparecieron en porcentajes dentro de 2 a 36%.

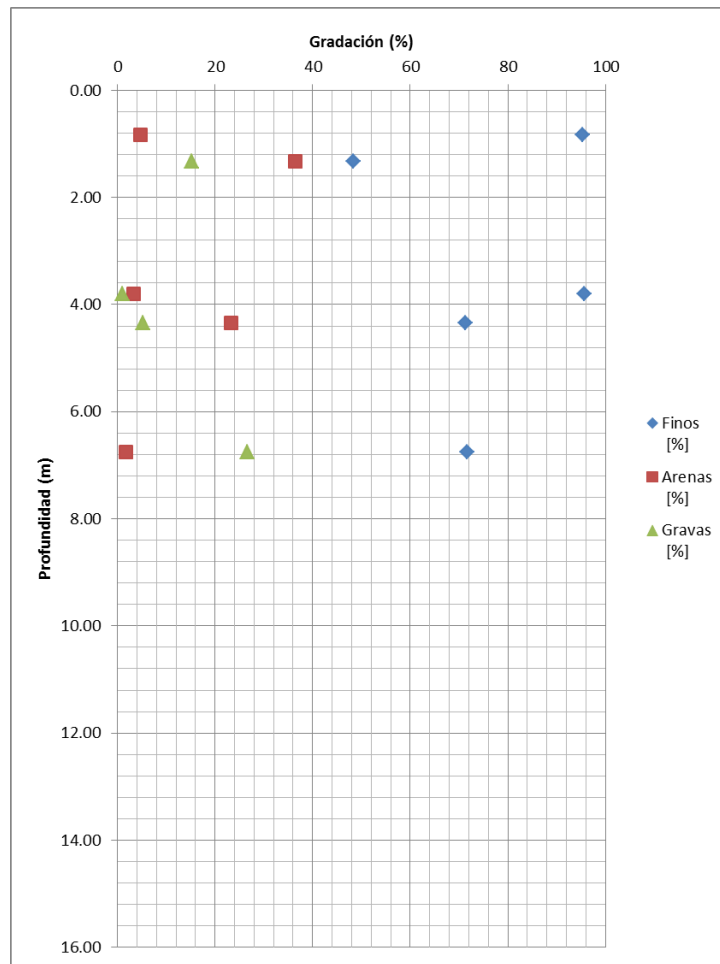
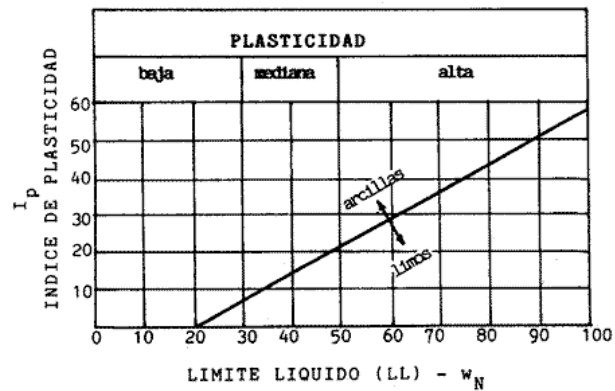


Ilustración 44. Variación de la gradación en función de la profundidad para el material (W.R.).
Fuente: Geocing S.A.S.

- Índice de Plasticidad

CARTA DE PLASTICIDAD DE CASA GRANDE (1932)



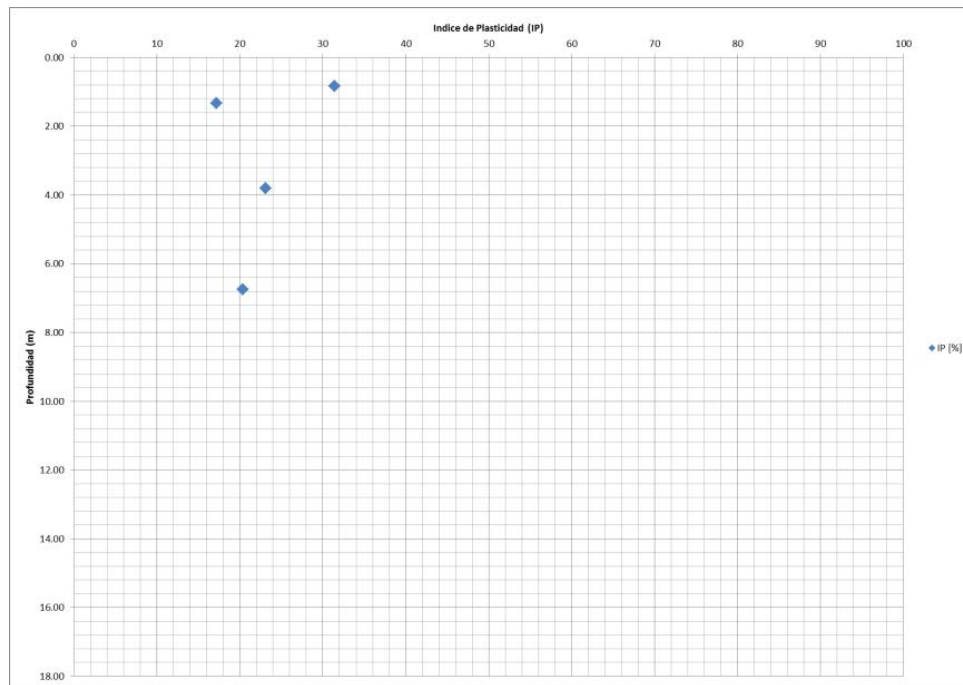


Ilustración 45. Variación del índice de plasticidad en función de la profundidad para la roca (W.R.).
Fuente: Propia

El índice de plasticidad de la masa del suelo se considera que es bajo con valores comprendidos entre el 17 y el 31%, los valores encontrados de manera general indican la alta susceptibilidad del material frente al agua, y su rapidez de cambio de estado entre el estado semisólido al estado líquido.

- Propiedades Índice

En cuanto a las propiedades índices nos permite evidenciar que desde la superficie hasta aproximadamente 7.00 m de profundidad, el material se encuentra en equilibrio, pero su comportamiento es semilíquido al encontrarse la humedad demasiado cerca de su límite líquido; sin embargo, entre el 1.00 metro y los 1.50 metros de profundidad se evidencia la existencia de un posible lente de arena, el cual no adquiere la humedad del resto de las capas del material y se encuentra en un estado seco.

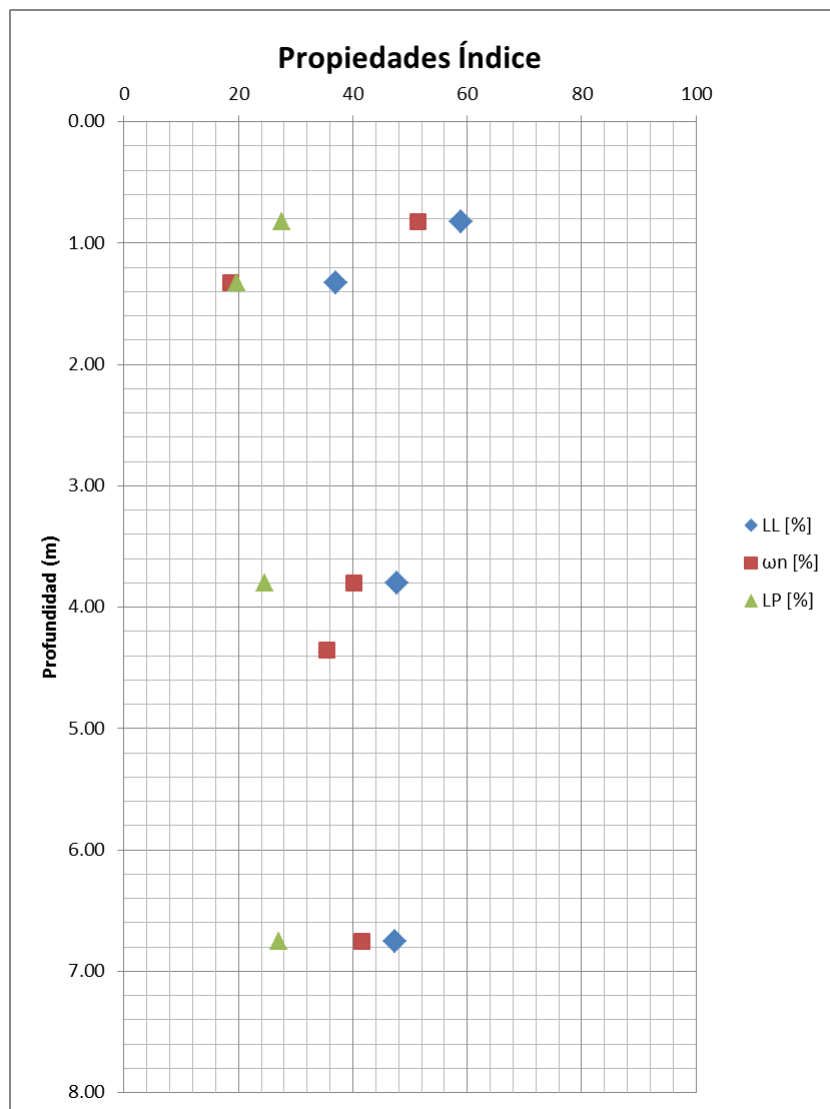


Ilustración 46. Variación de las propiedades índice del material (W.R.) en función de la profundidad.
Fuente: Propia

- **Peso Unitario**

El peso unitario del suelo se presenta de manera heterogénea en rangos que van desde 21kN/m³ hasta 26kN/m³ en función de la profundidad, y se ha determinado que el valor promedio es de 23kN/m³.

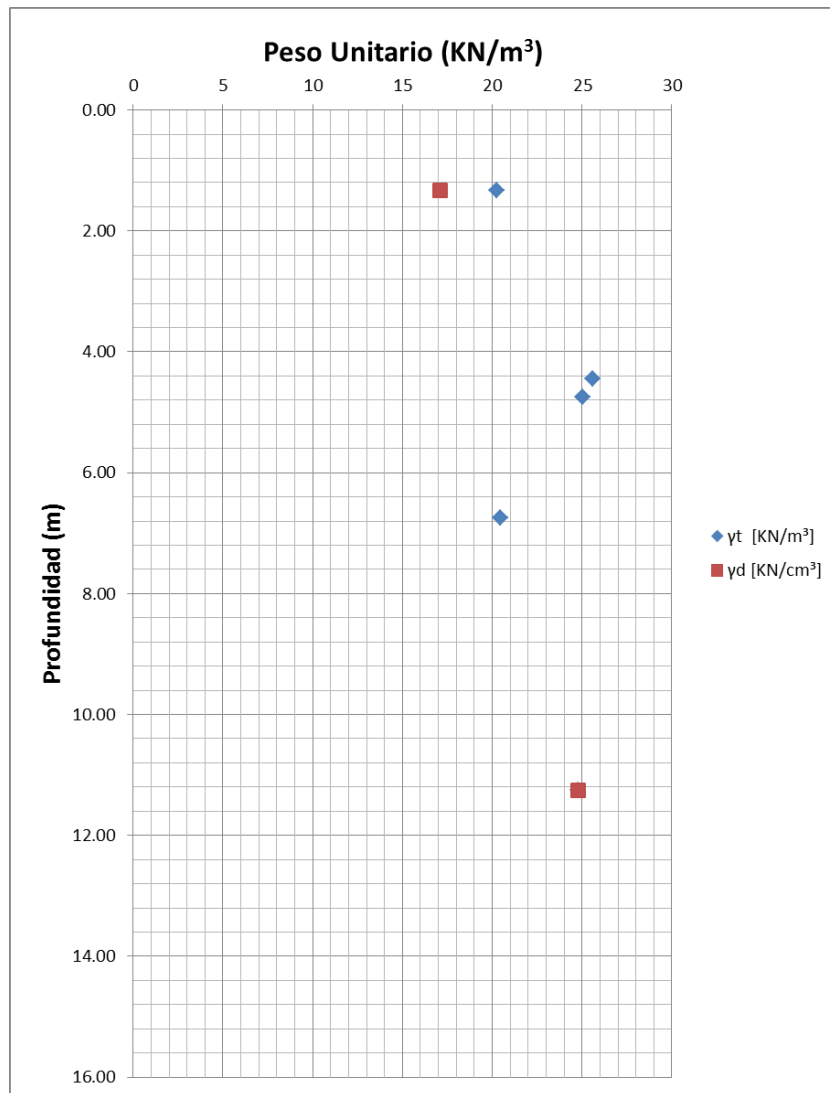


Ilustración 47. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (W.R.).
Fuente: Propia

- Ensayo SPT (Standard Penetration Test)

El material presenta una consistencia muy firme desde la superficie hasta aproximadamente los 1.00 m de profundidad, y de los 1.00 m hasta los 2.00 m una consistencia dura.

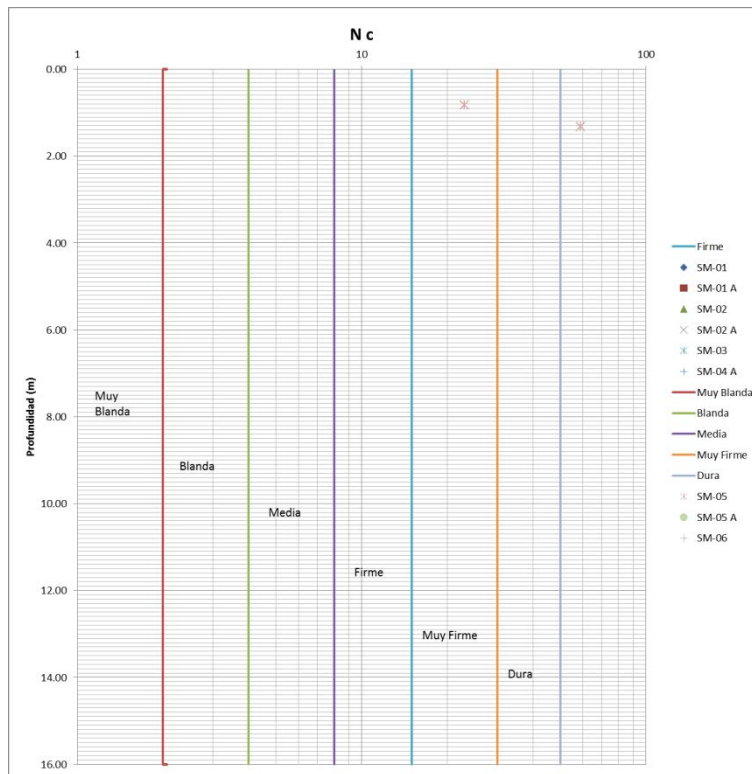


Ilustración 48. Variación del número de golpes/pie en función de la profundidad para el material (W.R.).
Fuente: Geocing S.A.S.

- Resistencia al corte en términos drenados.

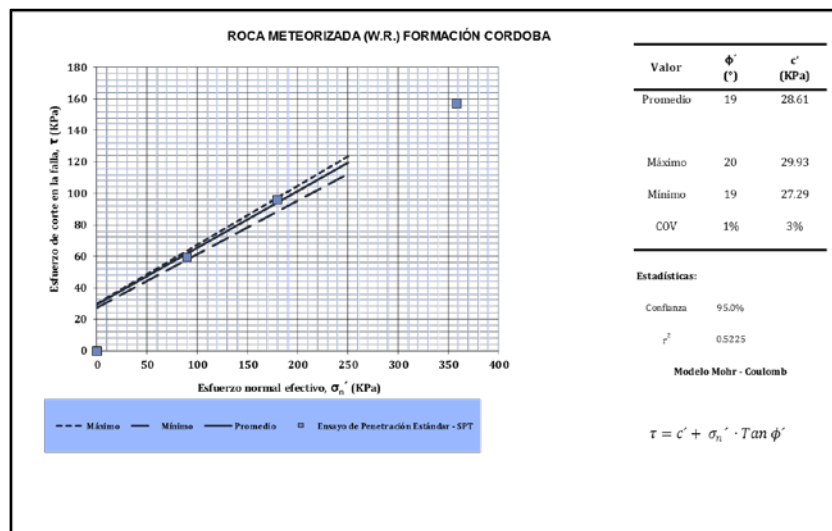


Ilustración 49. Valores de resistencia al corte para el material (W.R.)
Fuente: Geocing S.A.S.

Los valores mínimos son de 18.81°, promedio de 19.64° y máximo de 20.49° para el ángulo de fricción; en cuanto a la cohesión los valores mínimos son de 27.29kPa, promedio de 28.61kPa y máximo de 29.93kPa.

- Resistencia a la compresión Uniaxial

Con el fin de conocer la resistencia intacta a la compresión de las rocas se han realizado 3 ensayos de resistencia a la compresión simple sobre muestras de buena calidad de los diferentes sondeos a diferentes profundidades, las cuales se presentan resumidas de manera gráfica en la Ilustración 50

De manera seguida para efectos de su clasificación se implementó el criterio de clasificación de rocas a partir de la resistencia a la compresión de muestras intactas de Bieniawski, 1991 (ver Ilustración 50), tomando como referencia de rangos de referencia:

Las resistencias menores a 1 MPa es considerado como suelo, entre 1 y 20 MPa se considera como resistencia baja, de 20 a 50 MPa la resistencia es baja, entre 50 a 100 MPa la resistencia es media, de 100 MPa a 200 MPa es alta y los valores entre los 200 y 500MPa se considera como alto.

La evaluación de las propiedades de la roca sana ha sido definida por medio de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_i) en donde los posibles valores representativos de los materiales encontrados, se ha determinado por medio del promedio a todos los resultados obtenidos, en donde:

Roca Meteorizada o Weathered and jointed BedRock

$$\frac{21.26 + 23.01 + 18.86}{3} = 21.04MPa$$

Con base al resultado promediado de la resistencia a la compresión simple en muestras buena calidad, se ha determinado que el valor promedio de la roca meteorizada de la formación Córdoba es de 21.04 MPa, que la clasifica según Bienawski como una roca blanda.

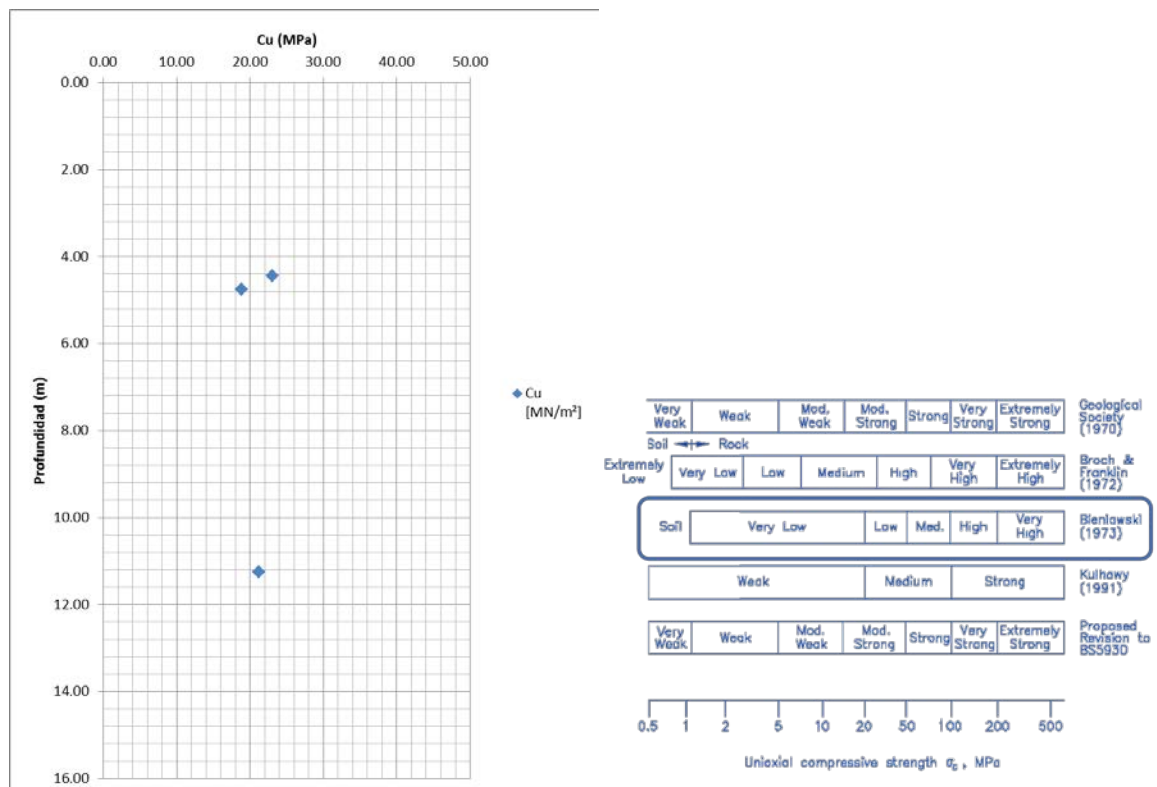


Ilustración 50. Variación de la resistencia a la compresión Uniaxial en función de la profundidad de la Roca (W.R.) y la respectiva clasificación de las rocas según diferentes autores. Gannon et al., 1999.

- RQD

Con el fin de determinar de manera cualitativa la cantidad de roca “buena” que se presenta en el material perforado de la formación Córdoba, se ha implementado el método RQD (Rock Quality Design), evaluando muestras de tamaño NQ con diámetros iguales a 47.5mm (1.87in), a pesar de que la metodología se planteó de manera inicial para muestras de tamaño tipo NX (diámetros de 54.7mm – 2.16 in)

se considera que este cambió en la perforación mantiene constante el diámetro óptimo para su respectiva medición (Deere, 1988).

En cuanto a la calificación se ha tomado como referente la propuesta por Deer (1988), la cual considera:

<u>RQD (Rock Quality Designation)</u>	<u>Description of Rock Quality</u>
0 - 25 %	Very Poor
25 - 50 %	Poor
50 - 75 %	Fair
75 - 90 %	Good
90 - 100 %	Excellent

Un “Recobro Muy Pobre” – “Muy Malo” aquel que arroje valores para el RQD entre 0% y 25%, un “Recobro Pobre” – “Malo” aquel que arroje valores para el RQD entre 25% y 50%, un “Recobro Medio” – “Medio” aquel que arroje valores para el RQD entre 50% y 75%, un “Recobro Bueno” aquel que arroje valores para el RQD entre 75% y 90%, finalmente un “Recobro Excelente” – “Excelente” aquel que arroje valores para el RQD entre 90% y 100%.

En cada zona de análisis se ha evaluado de manera independiente a cada uno de los sondeos en cuanto a la calidad de la roca que subyace los estratos de suelo, y se he determinado que:

En los sondeos 1, 1A, 2, 2A, 3, 4A, 5, 5A, y 6 se ha determinado que el porcentaje de recobro entre los 2.00m y los 4.00m se encuentra entre muy pobre a pobre, entre los 4.00m y los 6.00m se evidencian un porcentaje de recobro que va de muy pobre a medio, de los 6.00m a los 14.00m vuelven a parecer intercalaciones de lodolitas donde el porcentaje de recobro pasa de pobre a muy pobre y de los 14.00m a los 16.00m el porcentaje de recobro pasa de pobre a medio.

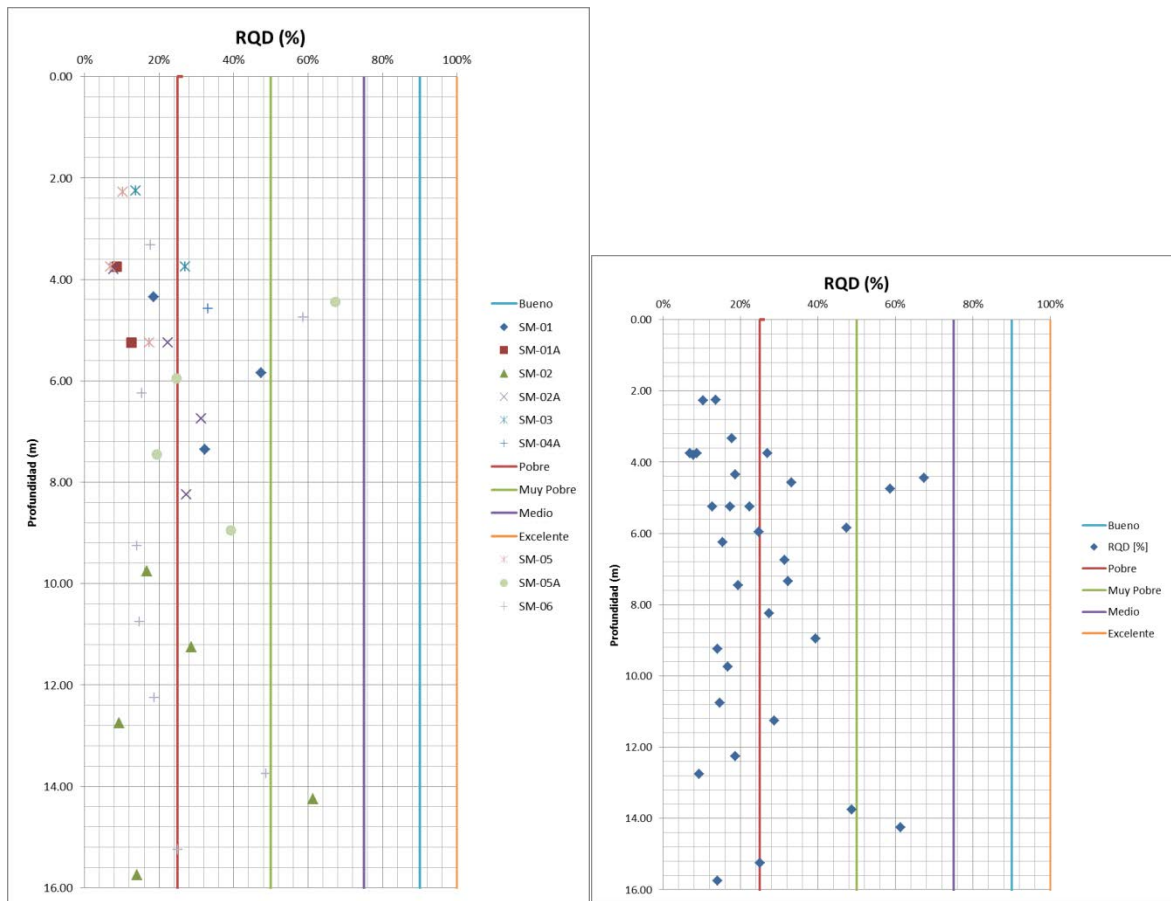


Ilustración 51. Variación del RQD en función de la profundidad de la Roca (W.R.)
Fuente: Propia

4.3.4.1 Caracterización Del Macizo Rocoso

- GSI

Con el fin de determinar la calidad del macizo rocoso en el área de intervención, se ha implementado el Geological Strength Index (GSI). Propuesto por Hoek and Brown (1980) como una herramienta de fácil implementación para determinar de manera confiable las características de deformación y esfuerzos del macizo rocoso aplicado sobre alguna superficie alterada por algún proceso de excavación.

Para la selección del GSI se ha tomado en cuenta la litología, estructura y condición de las superficies de discontinuidades en el macizo rocoso, sobre las propiedades

de las muestras de roca intacta, acompañado de una examinación visual de la superficie del macizo rocoso expuesto a intervención durante el proceso constructivo. Bajo las premisas anteriormente expuestas y con base a la Ilustración 52 propuesta por Hoek Y Marinos (2000) se ha aplicado un valor representativo para el GSI de 25.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE  INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities  BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets  VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets  BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity  DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces  LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES 90 80 70 60 50 40 30 20 10 N/A N/A				
		DECREASING SURFACE QUALITY →				

Ilustración 52. GSI
Hoek Y Marinos (2000)

- Coeficiente m_i

A partir de la base de datos presentada por la literatura (ver Ilustración 53), se determinó el coeficiente petrográfico de la roca intacta como un valor igual a 6.00, aplicable para rocas sedimentarias como los “Shales”.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
	Non-Clastic	Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Ilustración 53. Coeficiente petrográfico de la roca intacta “ m_i ”.
Tomado de: Hoek (2000).

- Factor de alteración “D”

El factor “D” de alteración se considera aplicado sobre el macizo de acuerdo a todo el grado de alteración al que sido sometido el macizo rocoso por efecto del uso de explosivos, excavaciones, adecuada e inadecuada ejecución de procesos constructivos. Este valor varía entre un rango comprendido entre 0 y 1, en donde 0 es una condición de macizo inalterado y 1 aplica para macizos rocosos muy alterados. El valor de selección finalmente resulta muy empírico y se considera por parte de Hoek (2002) inadecuado aplicar este factor de deterioro a todo el macizo y según su experiencia no deberá afectar superficies superiores a los 3.00m, siendo así las cosas, el valor seleccionado para la cimentación sobre la cual se desplantaran las obras a ejecutar se ha determinado que el proceso constructiva tendrá un injerencia de 0.50m por excavación y proceso constructivo, 0.50m por reblandecimiento de la roca posterior a la instalación de las obras propuestas, es

decir solo se espera afectar 1.00m de espesor de la roca expuesta mediante excavación mecánica sobre roca lodolita asignando un valor representativo para de D igual a 0.50. La guía para asignar este parámetro según los criterios de Hoek et al. (2002), se presenta en la Ilustración 54.

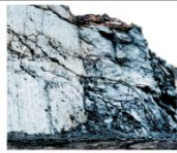
Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	$D = 0.8$
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Ilustración 54. Guía para la estimación del factor de alteración “D”. Tomado de: Hoek – Brown, 2002.

Debido a la versatilidad que ofrece este tipo de clasificaciones, se ha determinado la rotura del macizo en términos del criterio de falla de Mohr Coulomb, por medio del software comercial Roclab, el cual establece una relación lineal media a la curva generada a partir de la siguiente ecuación, para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_3 \text{ max.}$, el proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de las curvas de Mohr Coulomb.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Los resultado arrojado por el software para la caracterización del macizo rocoso a través del sistema GSI, ajustados en términos de rotura del criterio de falla de Mohr Coulomb, se presentan de manera resumida en la Tabla 15.

Tabla 15. Resumen de la caracterización de la roca (W.R.) por medio del sistema GSI.

Hoek Brown Classification		
sigci	21.04	MPa
GSI	25	
mi	6	
D	0.5	
Hoek Brown Criterion		
mb	0.168694	
s	4.54E-05	
a	0.531267	
Failure Envelope Range		
Application	General	
sig3max	5.26	MPa
Mohr-Coulomb Fit		
c	0.374386	MPa
phi	13.5431	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0.00566241	MPa
sigc	0.103701	MPa
sigcm	0.950548	MPa
Em	815.801	MPa

Fuente: Geocing S.A.S.

- MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL MACIZO ROCOSO

De la misma manera Hoek propone la determinación del módulo de deformación del macizo rocoso, teniendo en cuenta los factores de alteración “D” igual a 0.5, el GSI de 0.25 y la resistencia a la compresión del macizo rocoso igual a 0.104 MPa, a partir de la expresión aplicada para resistencia a la compresión axial sobre el macizo rocoso inferior a 100MPa:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

El valor finalmente obtenido es de 815.80 MPa.

4.3.5 Roca Altamente Fracturada De La Formación Cordoba (H.J.)

- Peso Unitario

El peso unitario del suelo se presenta de manera poco heterogénea en rangos que van desde 24kN/m^3 hasta 26kN/m^3 en función de la profundidad, y se ha determinado que el valor promedio es de 25kN/m^3 .

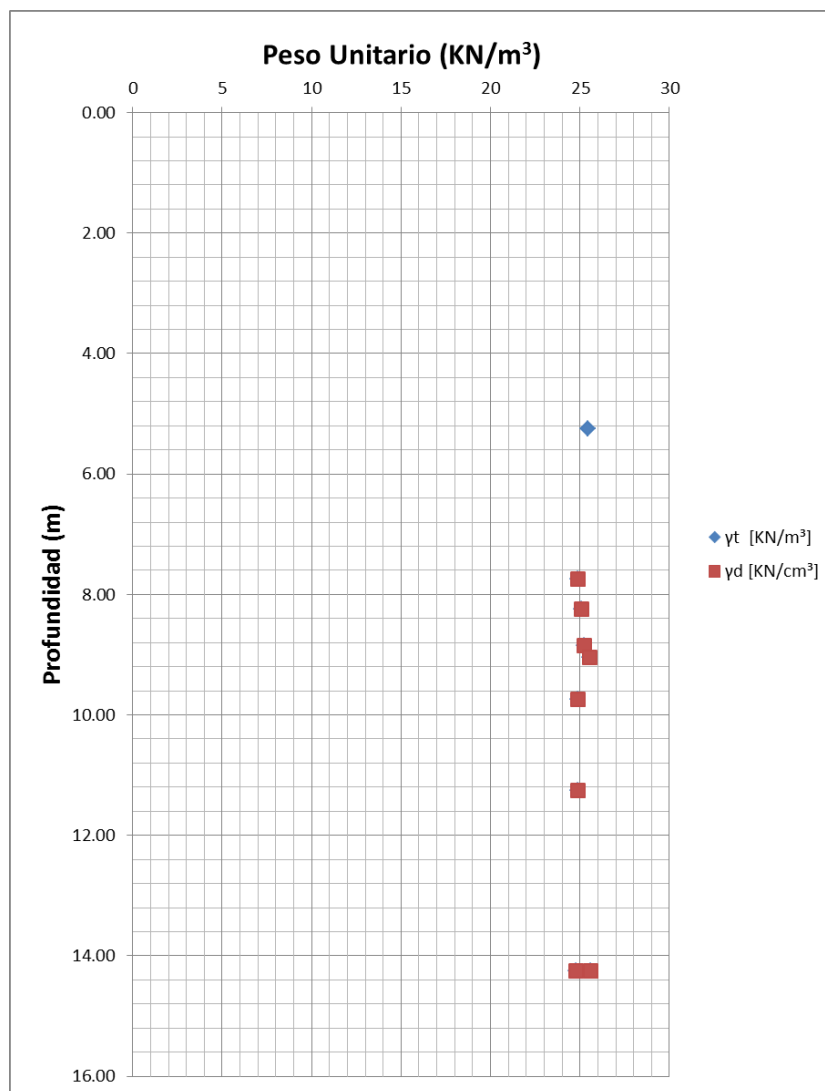


Ilustración 55. Variación del peso unitario en función de la profundidad para el material (H.J.).
Fuente: Propia

- Resistencia a la compresión uniaxial

Con el fin de conocer la resistencia intacta a la compresión de las rocas se han realizado 9 ensayos de resistencia a la compresión simple sobre muestras de buena calidad de los diferentes sondeos a diferentes profundidades, las cuales se presentan resumidas de manera gráfica en la Ilustración 56

De manera seguida para efectos de su clasificación se implementó el criterio de clasificación de rocas a partir de la resistencia a la compresión de muestras intactas de Bieniawski, 1991 (ver Ilustración 56), tomando como referencia de rangos de referencia:

Las resistencias menores a 1 MPa es considerado como suelo, entre 1 y 20 MPa se considera como resistencia baja, de 20 a 50 MPa la resistencia es baja, entre 50 a 100 MPa la resistencia es media, de 100 MPa a 200 MPa es alta y los valores entre los 200 y 500MPa se considera como alto.

La evaluación de las propiedades de la roca sana ha sido definida por medio de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_i) en donde los posibles valores representativos de los materiales encontrados, se ha determino por medio del promedio a todos los resultados obtenidos, en donde:

Roca Meteorizada o Weathered and jointed BedRock

$$\frac{20.84 + 38.29 + 25.93 + 26.34 + 23.72 + 33.26 + 37.27 + 18.29 + 39.52}{9} = 29.27MPa$$

Con base al resultado promediado de la resistencia a la compresión simple en muestras buena calidad, se ha determinado que el valor promedio de la roca

fracturada de la formación Cordoba es de 29.27 MPa, que la clasifica según Bienawski como una roca blanda.

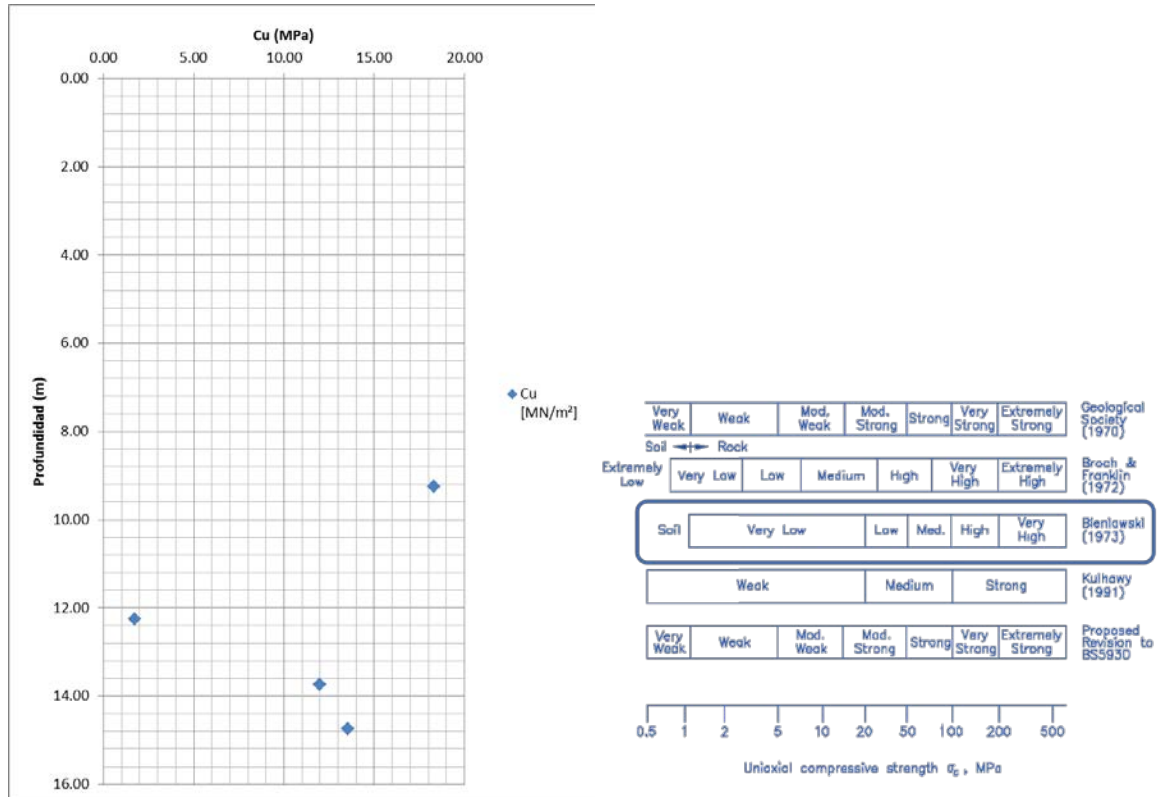


Ilustración 56. Variación de la resistencia a la compresión Uniaxial en función de la profundidad de la Roca (H.J.) y la respectiva clasificación de las rocas según diferentes autores. Gannon et al., 1999.

- RQD

Con el fin de determinar de manera cualitativa la cantidad de roca “buena” que se presenta en el material perforado de la formación Córdoba, se ha implementado el método RQD (Rock Quality Design), evaluando muestras de tamaño NQ con diámetros iguales a 47.5mm (1.87in), a pesar de que la metodología se planteó de manera inicial para muestras de tamaño tipo NX (diámetros de 54.7mm – 2.16 in) se considera que este cambio en la perforación mantiene constante el diámetro óptimo para su respectiva medición (Deere, 1988). En cuanto a la calificación se ha tomado como referente la propuesta por Deere (1988), la cual considera:

<u>RQD (Rock Quality Designation)</u>	<u>Description of Rock Quality</u>
0 - 25 %	Very Poor
25 - 50 %	Poor
50 - 75 %	Fair
75 - 90 %	Good
90 - 100 %	Excellent

Un “Recobro Muy Pobre” – “Muy Malo” aquel que arroje valores para el RQD entre 0% y 25%, un “Recobro Pobre” – “Malo” aquel que arroje valores para el RQD entre 25% y 50%, un “Recobro Medio” – “Medio” aquel que arroje valores para el RQD entre 50% y 75%, un “Recobro Bueno” aquel que arroje valores para el RQD entre 75% y 90%, finalmente un “Recobro Excelente” – “Excelente” aquel que arroje valores para el RQD entre 90% y 100%.

En cada zona de análisis se ha evaluado de manera independiente a cada uno de los sondeos en cuanto a la calidad de la roca que subyace los estratos de suelo, y se he determinado que:

En los sondeos 1, 1A, 2A, 3, 4, 4A, 5, 5A, y 6A se ha determinado que el porcentaje de recobro entre los 0.00m y los 6.00m se encuentra entre muy pobre a media, entre los 6.00m y los 10.00m se evidencian un porcentaje de recobro que va de muy pobre a bueno, y de los 10.00m a los 16.00m vuelven a parecer el porcentaje de recobro pasa de muy pobre a excelente.

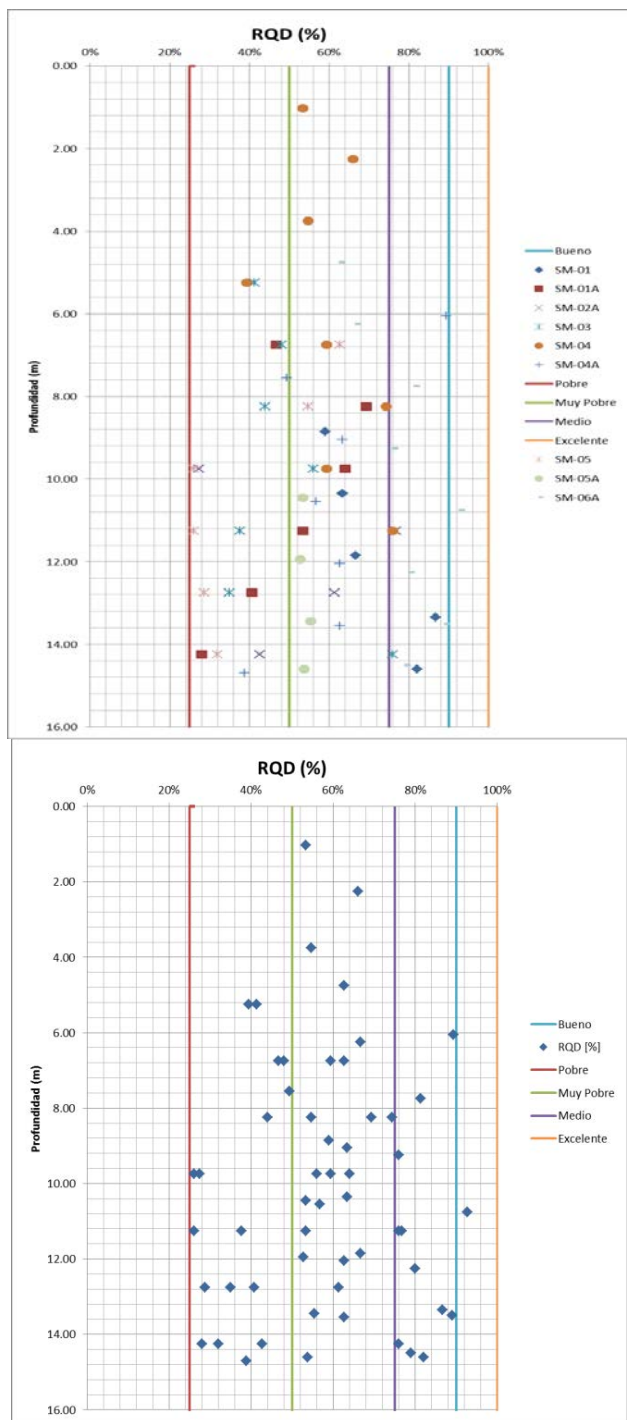


Ilustración 57. Variación del RQD en función de la profundidad de la Roca (H.J.)
Fuente: Propia

4.3.5.1 CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

- GSI

Con el fin de determinar la calidad del macizo rocoso en el área de intervención, se ha implementado el Geological Strength Index (GSI). Propuesto por Hoek and Brown (1980) como una herramienta de fácil implementación para determinar de manera confiable las características de deformación y esfuerzos del macizo rocoso aplicado sobre alguna superficie alterada por algún proceso de excavación.

Para la selección del GSI se ha tomado en cuenta la litología, estructura y condición de las superficies de discontinuidades en el macizo rocoso, sobre las propiedades de las muestras de roca intacta, acompañado de una examinación visual de la superficie del macizo rocoso expuesto a intervención durante el proceso constructivo. Bajo las premisas anteriormente expuestas y con base a la Ilustración 58 propuesta por Hoek Y Marinos (2000) se ha aplicado un valor representativo para el GSI de 43.

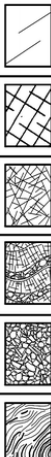
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
 DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		90	80	70	N/A	N/A
			70	60		
				50		
				40	30	
					20	
		N/A	N/A			10

Ilustración 58. GSI
Hoek Y Marinos (2000)

- Coeficiente m_i

A partir de la base de datos presentada por la literatura (ver Ilustración 59), se ha determina el coeficiente petrográfico de la roca intacta como un valor igual a 6.00, aplicable para rocas sedimentarias como los “Shales”.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2)
						Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Ilustración 59. Coeficiente petrográfico de la roca intacta “ m_i ”. Tomado de: Hoek (2000).

- Factor de alteración “D”

El factor “D” de alteración se considera aplicado sobre el macizo de acuerdo a todo el grado de alteración al que sido sometido el macizo rocoso por efecto del uso de explosivos, excavaciones, adecuada e inadecuada ejecución de procesos constructivos. Este valor varía entre un rango comprendido entre 0 y 1, en donde 0 es una condición de macizo inalterado y 1 aplica para macizos rocosos muy alterados. El valor de selección finalmente resulta muy empírico y se considera por parte de Hoek (2002) inadecuado aplicar este factor de deterioro a todo el macizo y

según su experiencia no deberá afectar superficies superiores a los 3.00m, siendo así las cosas, el valor seleccionado para la cimentación sobre la cual se desplantaran las obras a ejecutar se ha determinado que el proceso constructiva tendrá un injerencia de 0.50m por excavación y proceso constructivo, 0.50m por reblandecimiento de la roca posterior a la instalación de las obras propuestas, es decir solo se espera afectar 1.00m de espesor de la roca expuesta mediante excavación mecánica sobre roca lodolita asignando un valor representativo para de D igual a 0.50. La guía para asignar este parámetro según los criterios de Hoek et al. (2002), se presenta en la Ilustración 60.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	$D = 0$ $D = 0,5$ No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	$D = 0,8$
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	$D = 0,7$ Good blasting $D = 1,0$ Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	$D = 1,0$ Production blasting $D = 0,7$ Mechanical excavation

Ilustración 60. Guía para la estimación del factor de alteración “D”. Tomado de: Hoek – Brown, 2002.

Debido a la versatilidad que ofrece este tipo de clasificaciones, se ha determinado la rotura del macizo en términos del criterio de falla de Mohr Coulomb, por medio

del software comercial Roclab, el cual establece una relación lineal media a la curva generada a partir de la siguiente ecuación, para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_3 \text{ max.}$, el proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de las curvas de Mohr Coulomb.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Los resultado arrojado por el software para la caracterización del macizo rocoso a través del sistema GSI, ajustados en términos de rotura del criterio de falla de Mohr Coulomb, se presentan de manera resumida en la Tabla 16.

Tabla 16. Resumen de la caracterización de la roca (H.J.) por medio del sistema GSI.

Hoek Brown Classification		
sigci	29.27	MPa
GSI	43	
mi	6	
D	0.5	
Hoek Brown Criterion		
mb	0.397514	
s	0.00050045	
a	0.509269	
Failure Envelope Range		
Application	General	
sig3max	7.3175	MPa
Mohr-Coulomb Fit		
c	0.843994	MPa
phi	19.382	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0.0368496	MPa
sigc	0.610252	MPa
sigcm	2.38324	MPa
Em	2711.89	MPa

Fuente: Geocing S.A.S.

- Módulo de elasticidad del macizo rocoso

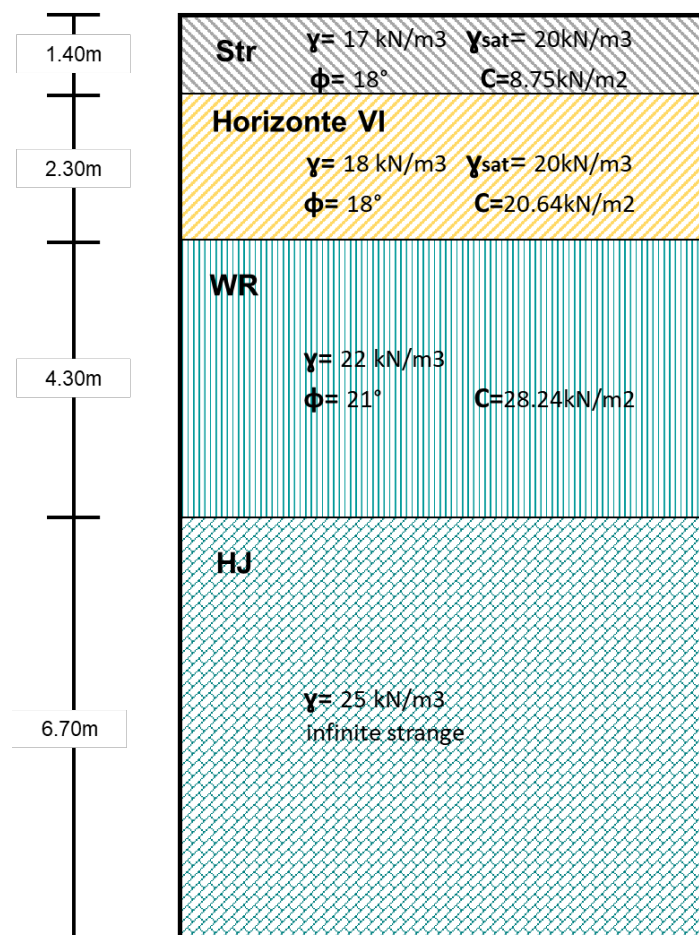
De la misma manera Hoek propone la determinación del módulo de deformación del macizo rocoso, teniendo en cuenta los factores de alteración “D” igual a 0.5, el GSI

de 0.43 y la resistencia a la compresión del macizo rocoso igual a 0.610 MPa, a partir de la expresión aplicada para resistencia a la compresión axial sobre el macizo rocoso inferior a 100MPa:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

El valor finalmente obtenido es de 2711.89 MPa.

A continuación, se presenta el perfil de suelo obtenido con sus propiedades para realizar las modelaciones:



5 DIAGNÓSTICO Y CONCEPTUALIZACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.

Partiendo de la caracterización mecánica de los materiales presentes en la zona de estudio e información secundaria del EOT, y teniendo como base la clasificación de Varnes (1978), Varnes y Cruden 1996) y las de Hungr et al. (2001). Se busca realizar un diagnóstico de la problemática que da origen a la inestabilidad del talud susceptible en la vereda San Pedro de Caparrapí, Cundinamarca.

5.1 FACTORES INFLUYENTES (PENDIENTE, SUELO Y USOS)

Tabla 17. Rangos de Pendientes para el municipio de Caparrapí

RANGO	PENDIENTES	AREA (Ha)	% AREA
	3-10%	11632.50	18.54
III	10-20%	34475.00	56.12
IV	20-30%	12622.50	20.55
V	30-40%	2190.50	3.57
VI	>40%	507.50	0.83
TOTAL	-----	61428.00	100.00

INSPECCIÓN	RANGO									
	3-10% área (has)	% área	10-20% área (has)	% área	20-30% área (has)	% área	30-40% área (has)	% área	>40% área (has)	% área
CACERES	1350.50	2.19	2949.50	4.80	-----	-----	-----			
SAN PEDRO	824.50	1.34	2990.50	4.86	3280.00	5.33	-----			
LA AZAUNCHA	45.00	0.07	1745.00	2.84	172.50	0.28	-----			
TATI	2376.50	3.88	33.96	5.52	325.00	0.52	-----			
SAN CARLOS	1146.00	1.86	3704.00	6.02	375.00	0.61	-----			
CENTRO	2374.00	3.86	7220.00	11.75	3970.00	6.46	1022.00			
CÁMBRAS	285.50	0.42	1726.00	2.80	162.00	0.26				
CORDOBA	243.50	0.39	1696.50	2.75	235.00	0.38				
SAN RAMÓN	1313.50	2.13	5254.00	8.55	395.00	0.64				
DINDAL	1051.00	1.71	464.00	0.75	415.00	0.67	60.00	0.00		
CAMBULO	478.50	0.77	658.50	1.07	3210.00	5.23	1625.00	2.60	582.50	0.90
CANCHIMAY	171.00	0.27	1206.50	1.96	702.50	1.14	272.50	0.40		0.90
TOTAL	11632.50	18.87	33010.50	53.68	13242.50	21.52	2979.50	4.80	582.50	

Fuente: Tomado y modificado de EOT, Caparrapí, 2000.

Basado en la cartografía contenida dentro del EOT para el Municipio de Caparrapí, se establece que el área de estudio del sitio, ubicado en jurisdicción de la Vereda San Pedro presenta pendientes entre el 10 y 30 % considerándose un terreno moderadamente inclinado a inclinado (ver Tabla 17).

De acuerdo con la clasificación de suelos del municipio de Caparrapí la zona de estudio se encuentra en la categoría presenta tres categorías Clase VI.

- Clase VI: Suelos con limitaciones continuas que no pueden ser corregidas, presentan efectos de erosión, zona para desarrollo radicular poco profunda, baja capacidad de retención de agua cuando son arenosos y excesiva humedad e inmovilidad si son arcillosos. En general no son adecuados para cultivos transitorios, pero pueden ser utilizados para pastos en terrenos ondulados o cultivos permanentes arbustivos que fijen al suelo y creen un microclima por debajo del follaje (Cacao y caña panelera).

Y la vereda San pedro presenta los siguientes usos del suelo:

- **Áreas Agrícolas:** Predominan en el municipio, son utilizadas principalmente en agricultura y pertenecen a los pisos térmicos cálido y medio y a las provincias húmeda – per húmeda, las cuales se encuentran en un relieve de cordilleras escarpadas con pendientes que superan el 50 % con suelos superficiales, bien drenados, de fertilidad baja a moderada y aptos para cultivos permanentes como el café con sombrero, frutales y semipermanentes como la caña panelera, el plátano y la yuca.
- **Zonas Ganaderas:** Se encuentran ubicada al noroccidente y suroccidente del municipio, pertenecen al piso térmico cálido y a la provincia subhúmeda, se encuentran ubicadas en colinas fuertemente quebradas con pendientes que oscilan entre 25 y 50 %, tienen suelos bien drenados y superficiales con fertilidad moderada, son susceptibles a la erosión.
- **Áreas Forestales:** Bosque protector – productor forman un 30 % de las tierras de uso potencial, los cuales se encuentran ubicadas en el eje norte – sur del municipio pertenecen al piso térmico cálido, provincias húmedas –

perhúmeda, están ubicadas sobre cordilleras escarpadas con pendientes mayores de 50 % y suelos superficiales, pedregosos, susceptibles a la erosión y baja fertilidad.

También es importante analizar la zonificación de amenazas que se encuentra dentro del EOT, con este se puede decir que uno de los factores de mayor amenaza a las comunidades y la infraestructura municipal es la geo inestabilidad que se presenta en la parte suroccidental de la Cuchilla de Mancia (zona sur inspección de Canchimay), parte media de la Quebrada El Cedro, Inspección La Azauncha en la zona conocida como Alto de Ruedas, Inspección de San Pedro al norte de la Zona La Miel. Y hablando más puntualmente de la Vereda San Pedro dentro de la zonificación de amenaza se encuentra en una zona establecida con Amenaza media, conformadas por laderas con herencias morfodinámicas de deslizamientos antiguos que han sufrido movimientos en el tiempo histórico, donde las formas de erosión no se conservan, y se identifican los depósitos de los deslizamientos (Ilustración 8).

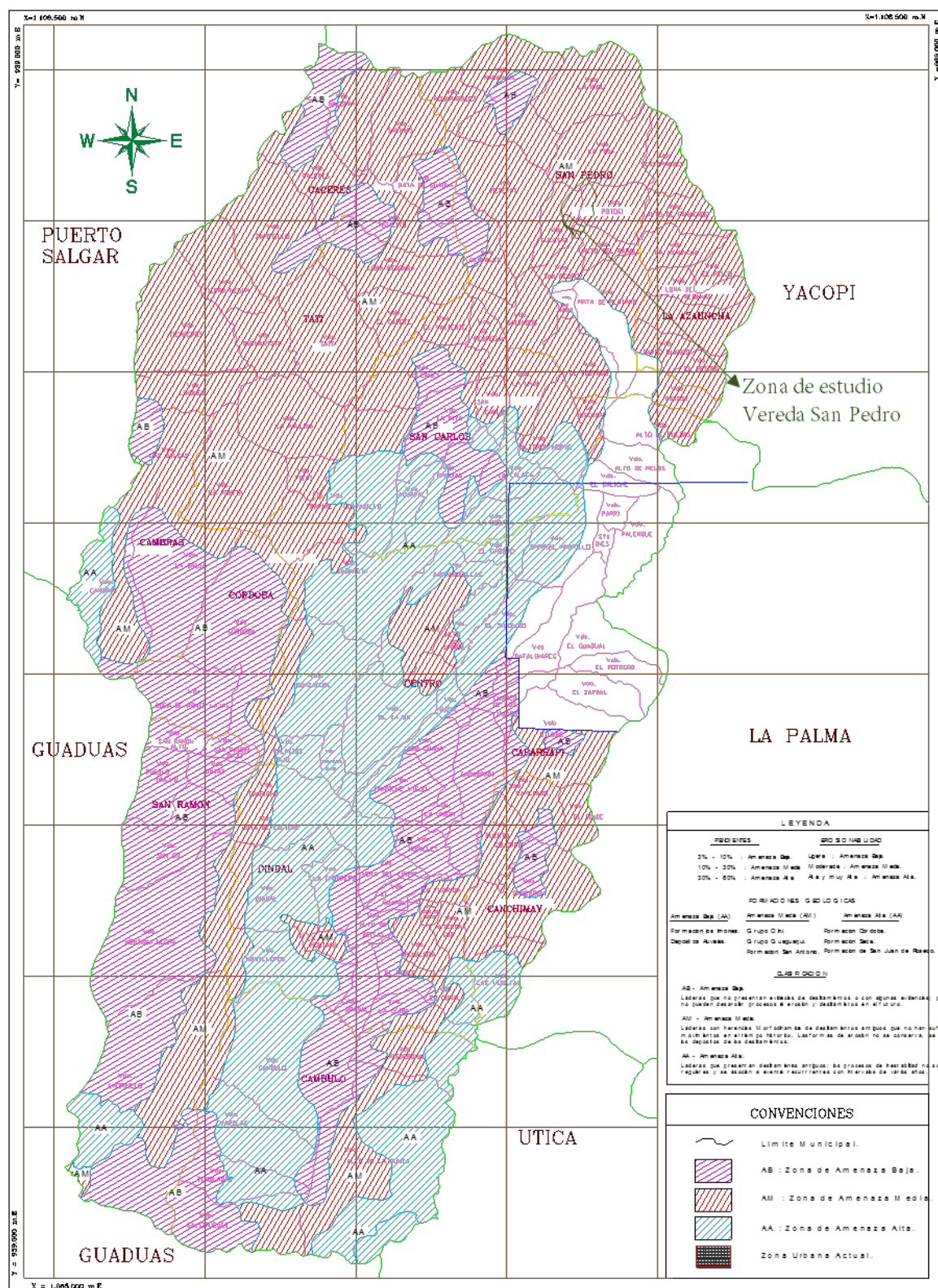


Ilustración 8. Mapa Zonificación de amenaza para el municipio de Caparrapí
Fuente: Tomado y modificado del EOT Caparrapí.

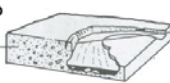
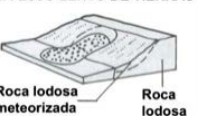
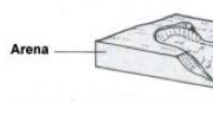
5.2 CLASIFICACIÓN Y DEFINICIÓN DEL MOVIMIENTO DE INESTABILIDAD

Durante la visita técnica se logró identificar la alta susceptibilidad de presentarse avenidas torrenciales e inundaciones en las áreas aledañas a las quebradas San Pedruna y la Innominada, al parecer disparado por la saturación que se evidencia en el suelo. Donde la comunidad del sector manifestó que se han presentado inundaciones frecuentes en el área urbana de San Pablo y por la evidencia de tamaño de material de arrastre y/o de sitio, fuerte pendiente longitudinal del cauce y transición de geoforma de ladera a altiplanicie, no se descarta la posibilidad de la ocurrencia de nuevas avenidas torrenciales durante la ocurrencia de intensas precipitaciones (ver Ilustración 61 e Ilustración 62).

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto, fueron identificados de manera general como detonantes y/o factores que favorecen la susceptibilidad y activación de los fenómenos: La saturación y cambios de uso del suelo.

A lo largo del recorrido se identificaron de manera general procesos de inestabilidad de tipo movimientos en masa recientes/activos y procesos superficiales de tipo reptación; ubicados principalmente hacia el sur del caserío de la vereda San Pedro, esto se determinó con ayuda de la clasificación de Varness, como se presenta a continuación en la Tabla 18.

Tabla 18. Clasificación de Varnes

		Roca Madre		Regolito (material suelto o relajado de cualquier origen que cubre la roca firme)																			
CAÍDAS		a CAÍDA DE ROCAS Diaclasas abiertas, ej.: presión hidrostática o cuñas de gelifracción  Eliminación de soporte, ej.: erosión o actividades humanas EXTREMADAMENTE RÁPIDA		e CAÍDA DE SUELO Mezcla de sedimentos  Socavación por corrientes MUY RÁPIDA																			
DESPLAZAMIENTOS	Pequeñas deformaciones	b HUNDIMIENTO ROTACIONAL  EXTREMADAMENTE LENTA A RÁPIDA Superficie de ruptura		c DESLIZAMIENTO PLANAR DE BLOQUES  Falla a lo largo de discontinuidades MODERADA																			
	Grandes deformaciones	d DESLIZAMIENTO DE ROCA Escarpe controlado por discontinuidades MUY LENTA A EXTREMADAMENTE RÁPIDA  Talud controlado por planos de estratificación		f DESLIZAMIENTOS Hundimiento Flujo de tierras Arcilla firme Arcilla blanda con material más grueso húmedo Grava arcillosa firme MUY RÁPIDA (i) Rotacional (ii) Planar Loes Arcilla glacial LENTA (iii) Propagación lateral Movimiento lateral general de Arcillas blandas (iv) Deslizamiento de detritos MUY LENTA A RÁPIDA																			
Materiales No Consolidados																							
		Principalmente fragmentos grandes de roca	Arena o limo sorteados no plásticos	Mezclas de roca y suelo	Predominantemente plástico																		
INCREMENTO EN EL CONTENIDO DE AGUA	Seco	g FLUJO DE FRAGMENTOS DE ROCA  EXTREMADAMENTE RÁPIDA	h CORRIMIENTO DE ARENA  Arena Limo firme Arena seca RÁPIDA A MUY RÁPIDA	k FLUJO LENTO DE TIERRAS  Roca lodosa meteorizada Roca lodosa	j AVALANCHA DE DETRITOS  Roca madre Regolito MUY RÁPIDA A EXTREMADAMENTE RÁPIDA																		
	Humedo	m FLUJO DE ARENA O LIMO  Arena RÁPIDA A MUY RÁPIDA	l FLUJO RÁPIDO DE TIERRAS  MUY RÁPIDA	n FLUJO DE DETRITOS  MUY RÁPIDA	TASA APROXIMADA DE MOVIMIENTO <table><tr><td>10²</td><td>3 m/seg</td><td>Extremadamente rápida</td></tr><tr><td>10¹</td><td>0.3 m/min</td><td>Muy rápida</td></tr><tr><td>10⁰</td><td>1.5 m/día</td><td>Rápida</td></tr><tr><td>10⁻¹</td><td>1.5 m/mes</td><td>Moderada rápida</td></tr><tr><td>10⁻²</td><td>1.5 m/año</td><td>Muy lenta</td></tr><tr><td>10⁻³</td><td>0.3 m/5 años</td><td>Extremadamente lenta</td></tr></table>		10 ²	3 m/seg	Extremadamente rápida	10 ¹	0.3 m/min	Muy rápida	10 ⁰	1.5 m/día	Rápida	10 ⁻¹	1.5 m/mes	Moderada rápida	10 ⁻²	1.5 m/año	Muy lenta	10 ⁻³	0.3 m/5 años
10 ²	3 m/seg	Extremadamente rápida																					
10 ¹	0.3 m/min	Muy rápida																					
10 ⁰	1.5 m/día	Rápida																					
10 ⁻¹	1.5 m/mes	Moderada rápida																					
10 ⁻²	1.5 m/año	Muy lenta																					
10 ⁻³	0.3 m/5 años	Extremadamente lenta																					

Fuente: Tomado y modificado de clasificación de movimientos en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia



Ilustración 61. Parte superior del proceso de remoción
 Vista desde el flanco izquierdo del movimiento; la banca de la vía veredal se perdió totalmente y el
 proceso tiene tendencia retrogresiva Sitio Crítico 30
 Fuente: Geocing S.A.S.



Ilustración 62. Parte superior del proceso de remoción
Vista desde el flanco derecho del movimiento
Fuente: Geocing S.A.S.

Los fenómenos corresponden a movimientos de remoción en masa recientes / activos, ubicados principalmente hacia el sur del caserío de la vereda San Pedro, en la margen derecha de la quebrada innominada, que atraviesa el sector específicamente en el cruce del carretable Inter veredal e intermunicipal. En este sector considerado de importancia por su magnitud e intensidad de los procesos, se observaron, un movimiento principal, movimientos puntuales y procesos superficiales de tipo reptación tal y como se señalan en la Ilustración 64, Ilustración 65, Ilustración 66 e Ilustración 67 .

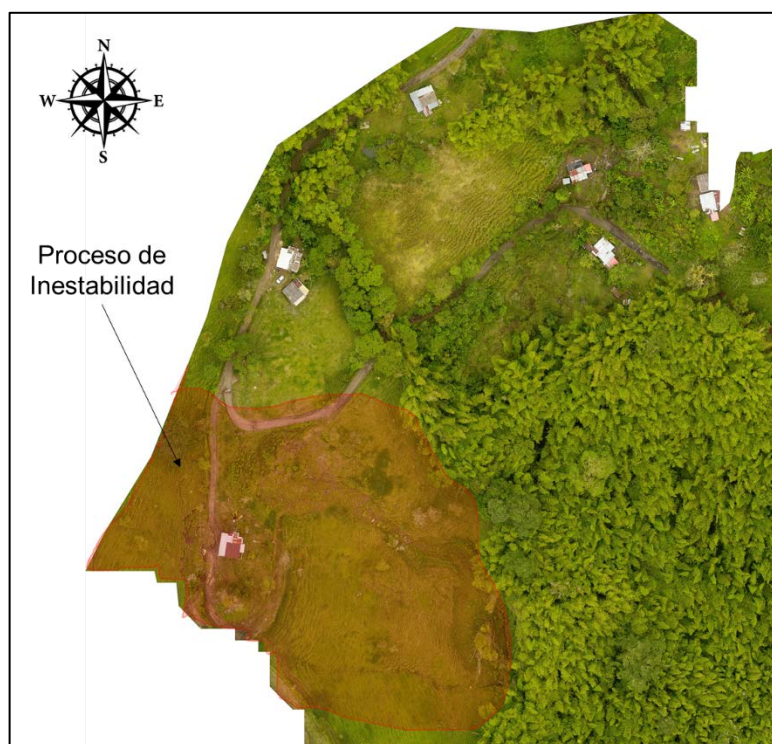


Ilustración 63. Localización general de procesos inestables en al sur de la vereda San Pedro.
Fuente: Geocing. S.A.S

5.2.1 Movimiento de inestabilidad compuesto (tipo Flujo de Tierras)

El fenómeno de inestabilidad principal corresponde a un movimiento de naturaleza compuesta, deslizamiento rotacional y flujo de tierras, con tendencia retrogresiva, que involucra suelo residual y rocas meteorizadas de la Formación Córdoba (Ksco), y con la información de los habitantes del caserío este proceso se presentó hace unos 4 años.

Presenta como características morfológicas principales, pendiente de 11° a 30° ; en la Ilustración 64 e Ilustración 65 se presentan los aspectos del movimiento de inestabilidad principal; igualmente se observan asociados a este movimiento procesos de reptación en los alrededores. Es de anotar, y como lo muestran estas fotografías tomadas durante la visita de campo realizada por Geocing S.A.S. en el sitio afectado por las inestabilidades se observa muy cubierto por vegetación de

pastos, en comparación a los momentos recientes a la ocurrencia del fenómeno de inestabilidad.

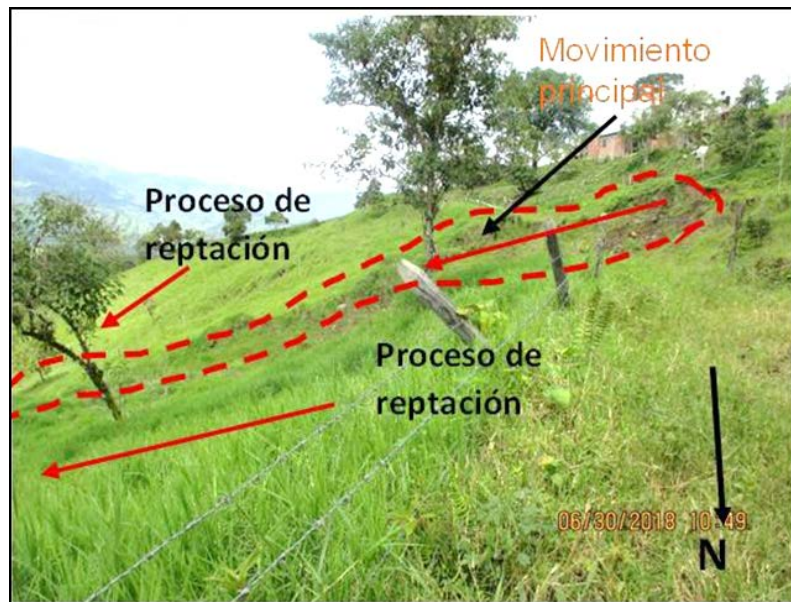


Ilustración 64. Aspectos de la parte superior del movimiento principal
Coordenadas, N: 1099685; E: 956.885.
Fuente: Geocing S.A.S.

Obsérvese en los alrededores del flujo de tierras los procesos superficiales de tipo reptación.

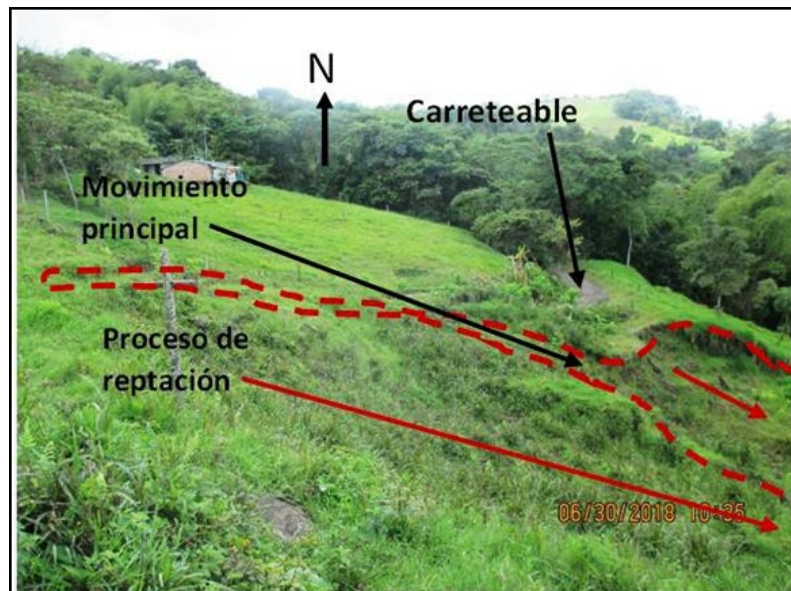


Ilustración 65. Aspectos de la parte superior del movimiento principal
Fuente: Geocing S.A.S.

Obsérvese en los alrededores, procesos superficiales de tipo reptación y la ubicación muy cercana de la vía de comunicación inter-veredal e intermunicipal. De los análisis de las características, magnitud y naturaleza de los movimientos de inestabilidad presentes en este sector, y como se muestran en las ilustraciones correspondientes, se puede concluir que los terrenos del sitio son vulnerables a la afectación de procesos de inestabilidad, cuyos elementos expuestos a esta amenaza son: la carretera de comunicación Inter veredal/intermunicipal ante su destrucción y el cauce del drenaje que cruza por la parte inferior de la zona ante un taponamiento y generación de una posible avalancha.

5.2.2 Movimientos de Inestabilidad Superficiales (tipo reptación).

Hacen referencia a procesos de naturaleza superficial de tipo reptación, de magnitudes variadas, ubicados en sitios puntuales y aislados dentro del área de estudio, que afecta a terrenos dedicados principalmente a la ganadería; involucra fundamentalmente a laderas estructurales de pendiente de inclinada a muy abrupta entre los 1 y 30°, constituidas a nivel de superficie por suelo residual y rocas meteorizadas. Los aspectos de estos procesos se pueden evidenciar en las Ilustración 23 e Ilustración 24 se presentan los aspectos de los procesos superficiales de tipo reptación.

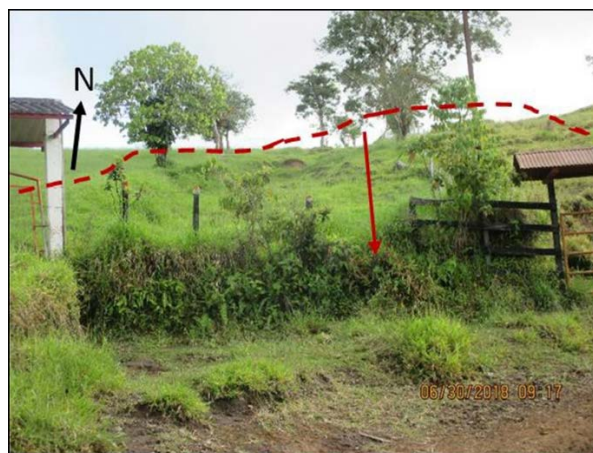


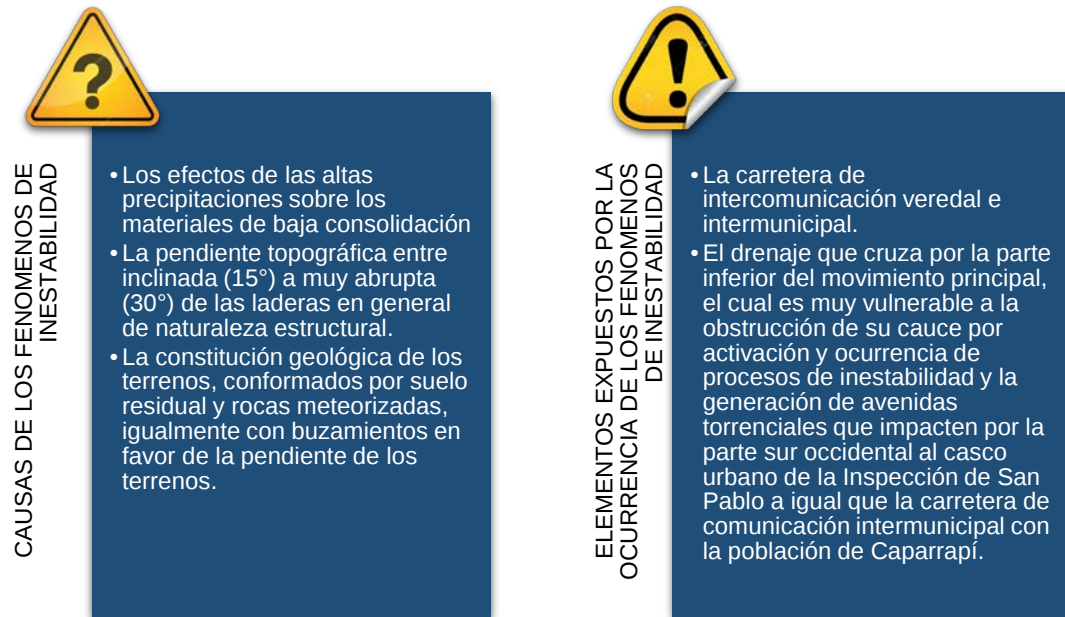
Ilustración 66. Aspectos de proceso superficial de reptación.
Ubicado en laderas superiores del carreteable inter-veredal e intermunicipal al norte del caserío de San Pedro
Fuente: Geocing S.A.S.



Ilustración 67. Aspectos de proceso superficial de reptación
Ubicado en laderas superiores del carretable inter-veredal e intermunicipal al oriente y en los alrededores de la concentración Rural de San Pedro, (Punto de control EO-3)
Fuente: Geocing S.A.S.

Con base en las observaciones de los reconocimientos de campo y de acuerdo con las condiciones geológicas y geomorfológicas, y morfodinámicos de los terrenos de la zona de análisis se determinan como posibles causas detonantes de los movimientos de inestabilidad, los cuales actúan como componentes de un mismo sistema que actúan entre sí para la generación de dichos fenómenos. Y también se tienen en cuenta los elementos expuestos a los efectos de los movimientos de inestabilidad tanto activos como a futuro, principalmente en lo que respecta al movimiento principal y su relación con procesos superficiales (Ver Tabla 19)

Tabla 19. Causas y elementos expuestos a causa de los fenómenos estabilizantes.



Fuente: Elaboración propia.

5.3 CONDICIÓN SISMICA DE LA ZONA

Con base al título A de la norma NSR-10 se establecieron los distintos parámetros sísmicos tales como la aceleración pico efectivo, coeficiente horizontal, de tal forma que sea posible asociar las condiciones sísmicas que rigen la zona de estudio, al modelo geotécnico.

5.3.1 Procedimiento Metodológico Para Definir El Perfil Del Suelo

Según la normativa Colombiana Sismo resistente NSR – 10 se deben seguir los siguientes pasos:

- Verificar si el suelo posee las características de clasificación del perfil de suelo tipo F, en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio por parte de un ingeniero Geotecnista siguiendo los lineamientos del apéndice A.2.10.

- Establecer la existencia de estrato de arcilla blanda, la arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 Kg/cm²), un contenido de agua (W), mayor del 40%, y un índice de plasticidad (IP) de 20%. Si hay un espesor total, H, de 3 metros o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo E (Ver Anexo “3.0 Condiciones Sísmicas”).

- El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios Vs, N, o la consideración conjunta Nch y Su, seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En caso de obtener la velocidad de onda de corte (Vs) prevalecerá la clasificación basada en este criterio, en caso de que no se cuente con Vs se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en Su, para la fracción de suelos cohesivos y el criterio Nch, que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en caso de que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos. Por ejemplo, asignando un perfil tipo E en vez de tipo D.

- En la tabla A.2.4-2 se resumen los tres criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:
 - Vs en los 30m superiores del perfil.
 - N en los 30m superiores del perfil
 - Nch para los estratos de suelos existentes en los 30m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado Su en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tabla 20. Criterio de clasificación de suelos.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$, o $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$, o $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante	$180 \text{ m/s} > V_s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor a 3m de arcillas blandas	$IP > 20$, $W \geq 40\%$, $50 \text{ kPa} > S_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimientos A.2.10. se contemplan las siguientes sub clases: F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas) F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7,5 \text{ m}$ con índice de plasticidad $IP > 75$). F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$).	

Perfil de Suelo Tipo	Subtipo de Perfil	Descripción del Perfil
F	F1	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, entre otros
	F2	Turba o arcillas orgánicas, y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
	F3	Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7,5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$)
	F4	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)

Fuente: Tablas A.2.4 - 1 y A.2.10 – 1, NSR-10.

5.3.2 Perfil del Suelo

La verificación de las características del perfil del suelo como tipo F se ha analizado frente a las descripciones propuestas por la Tabla A.2.10 de la NSR-10, en donde se han evaluado lo subtipos a la luz de la información del plan de exploración y los resultados de laboratorio obtenidos según la metodología de Bray (2004), se ha descartado la posibilidad de la existencia de suelos susceptibles a ablandamiento cíclico o cualquier otra característica que pertenezca a un suelo metaestable, descartando el subtítulo de perfil. No se encontraron arcillas orgánicas o turbas en la fase de exploración, por lo tanto, no aplica el subtipo F2. El índice de plasticidad de ninguna de las arcillas presenta valores superiores al 75% (ver Ilustración 68), por lo tanto se descarta el perfil subtipo F3. El criterio para establecerse si una arcilla

es blanda se define como aquella que posee una resistencia al corte en termino no drenados inferior a 50kPa o 0.50kgf/cm², humedad natural superior al 40% y el índice de plasticidad superior al 20%, así las cosas, no se han identificado estratos de arcillas blandas a lo largo del material descartando el subtipo de perfil F4.

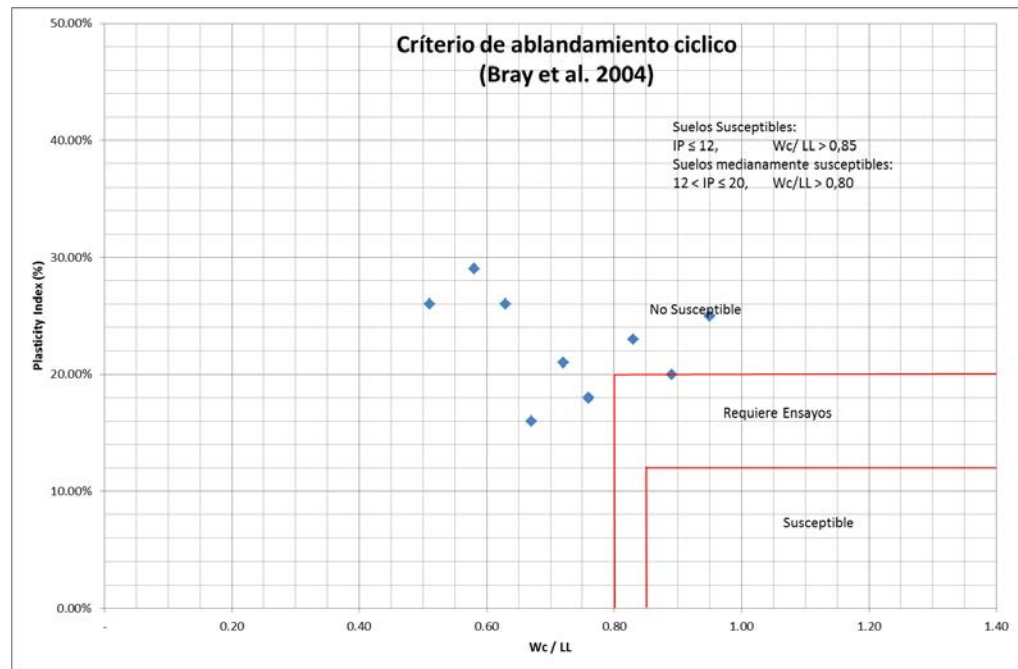


Ilustración 68. Variación criterio de ablandamiento cíclico en suelos cohesivos.
 Fuente: Geocing S.A.S.

El resultado obtenido fue un perfil de suelo muy denso Tipo C, teniendo en cuenta las condiciones recomendadas por la norma NSR-10 que considera la velocidad de onda, para para así verificar si cumple en el material de suelo establecidos.

5.3.3 Parámetros de Aceleración Pico Efectivo (Aa) y Velocidad Pico Efectiva (Av)

De acuerdo a las especificaciones dadas por la norma en el apéndice A-4, se estableció el municipio de Caparrapí, en una zona de amenaza sísmica intermedia, con un coeficiente de aceleración pico efectiva (Aa) de 0.15 y un coeficiente de velocidad pico efectiva (Av) de 0.20 (Ver Tabla 21 e Ilustración 69)

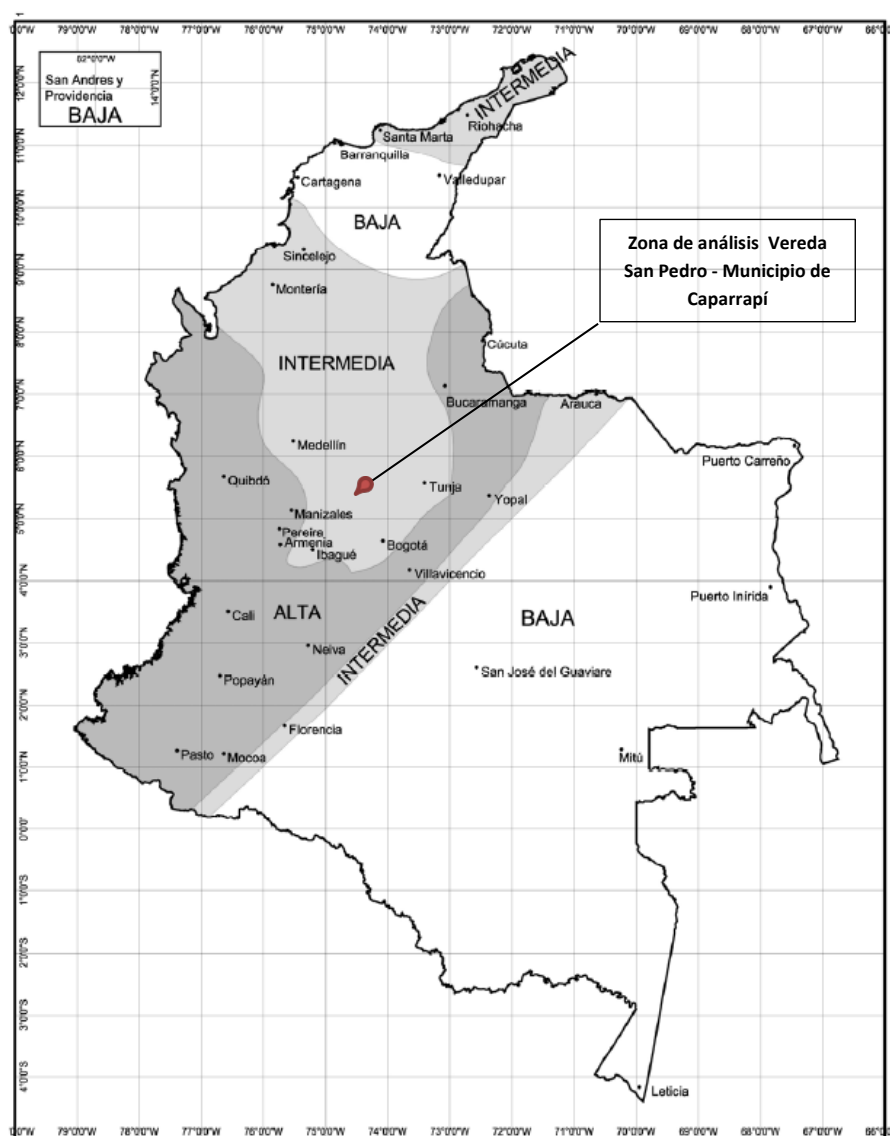


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v

Ilustración 69. Zona de amenaza sísmica municipio de Caparrapí.

Fuente: NSR -10

Tabla 21. Definición zona de sísmica

MUNICIPIO	CODIGO DEL MUNICIPIO	A_a	A_v	ZONA DE AMENAZA SISMICA
Caparrapí	25148	0,15	0,20	Intermedia
A_a	Aceleración pico efectiva			
A_v	Velocidad pico efectiva			

Fuente: Elaboración propia

Para determinar el valor del espectro de aceleración (S_a) fue necesario establecer el tipo de perfil de suelo encontrado en la zona de estudio. Para la determinación del tipo de suelo se deben seguir determinadas indicaciones según las recomendaciones establecidas en el apéndice A.2.4.5 de la norma NSR-10.

5.3.4 Factor De Amplificación Para Sismo (F_a)

A partir de los parámetros de aceleración pico efectiva (A_a), Velocidad Pico efectiva (A_v) y el tipo de perfil se establece un coeficiente de amplificación F_a de 1.20

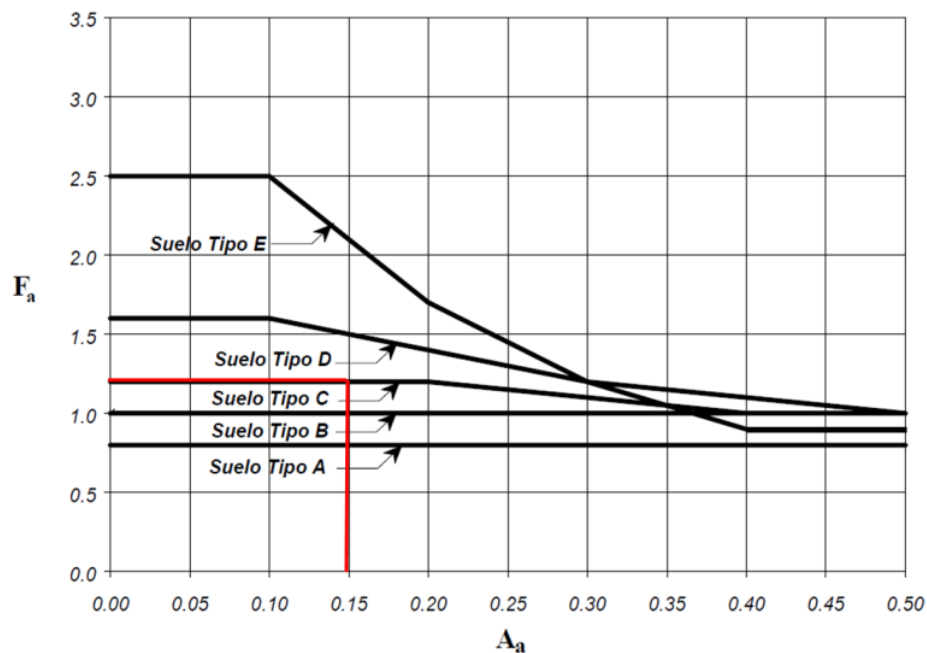


Ilustración 70. Gráfico para determinación de factor de amplificación (F_a)
Fuente: Tomado y modificado de Título a NRS-10

5.3.5 Coeficiente de Importancia

En el área de estudio no se encuentran edificaciones indispensables, edificaciones de atención a la comunidad o estructuras de ocupación especial, por lo tanto, el coeficiente de importancia se determina que es igual a 1.0.

Tabla 22. Valores de coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia
IV	1,50
III	1,25
II	1,10
I	1,00

Fuente: Tabla A.2.5-1, NSR – 10.

5.3.6 Aceleración De Diseño

La aceleración de diseño obedece a la fracción de gravedad, para un sistema de 1 grado de libertad y un coeficiente de amortiguamiento crítico igual al 5% en un periodo de vibración. Su cálculo se expresa por medio de la siguiente ecuación. Este factor se verá afectado por el coeficiente de amplificación citado por la norma en el siguiente subcapítulo.

$$S_a = A_a * F_a * I$$

El valor será de $S_a = (0.15 \times 1.20 \times 1.00) = 0.18$

5.3.7 Coeficiente Sísmico De Diseño Para Análisis Pseudoestáticos Para Taludes (KST)

Este valor es menor o igual a la aceleración máxima ($a_{máx}$) y se admiten valores mínimos de $KST/a_{máx}$, dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla 23. Valores de $KST/a_{máx}$ Mínimos para análisis pseudoestáticos de taludes

Material	$KST/a_{máx}$ mínimo	Análisis de amplificación mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados ($RQD < 50\%$)	0,80	Ninguno
Macizo Roco (RQD < 50%)	1,00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0,67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0,50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Tabla H.5.2-1, NSR – 10.

Debido a que no se realizó ningún tipo de análisis de amplificación y el tipo de material aplicado corresponde a los suelos, enrocados y macizos fracturados (RQD < 50%), la relación KST/amáx es igual a 0.80.

5.3.8 Coeficiente Horizontal Sísmico

Finalmente se estableció el coeficiente de importancia para establecer el espectro de aceleración (S_a) y el coeficiente horizontal sísmico (K_h) de la zona:

$$K_h = 0.80 * a_{máx}$$

El valor será de $K_h = (0.80 * 0.18) = 0.14$

5.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La metodología implementada para el análisis de estabilidad obedece a la presentada por Tomada de Hoek E. y Londe P. (1974) y ajustada por M. García (1998), y comprende:

- Análisis de la información obtenida de la geología, hidrogeología, y geomorfología para el área representativa de estudio.
- Análisis del plan de exploración del subsuelo y los resultados de laboratorio obtenidos denominado como “Investigación del subsuelo”.

Conformación de un modelo Geológico – geotécnico a partir de la interacción entre la geología y el plan de investigación del subsuelo, todo esto para obtenido para proyectar las medidas necesarias de estabilización, mitigación o prevención para su respectiva localización en planta, volúmenes de excavación y nuevas secciones transversales, para llegar a la evaluación de la estabilidad de taludes.

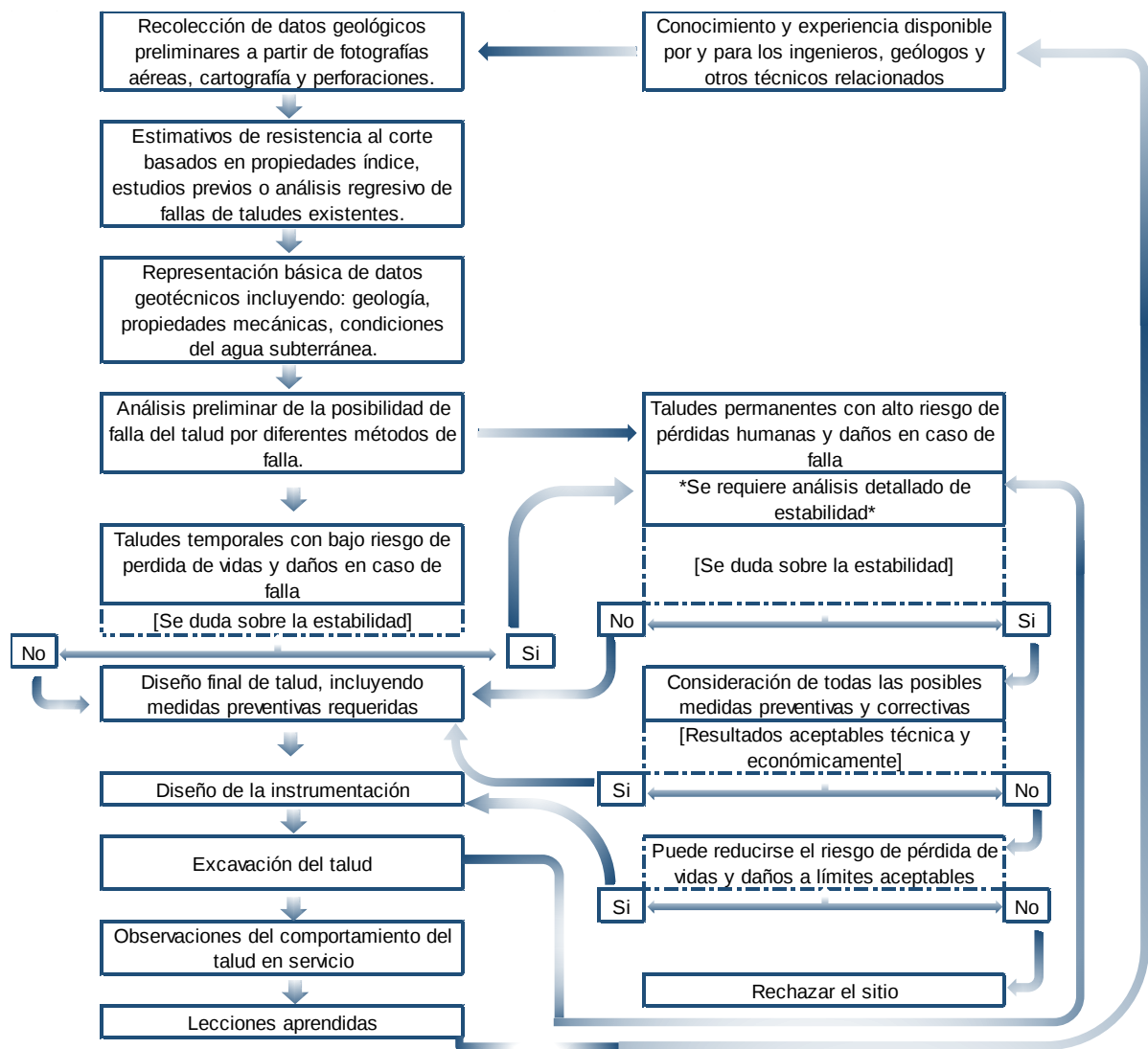


Ilustración 71. Análisis de estabilidad de taludes (M. García, 1998).
Fuente: En base a Manual de estabilidad de taludes - INVIAS

A continuación, se presenta la modelación de la condición actual de la zona de estudio y se analiza si en el caso de presentarse un fenómeno de fuerte lluvia o de movimientos sísmicos, se corre riesgo y/o amenaza.

5.4.1 Salidas graficas de la estabilidad del talud bajo equilibrio límite

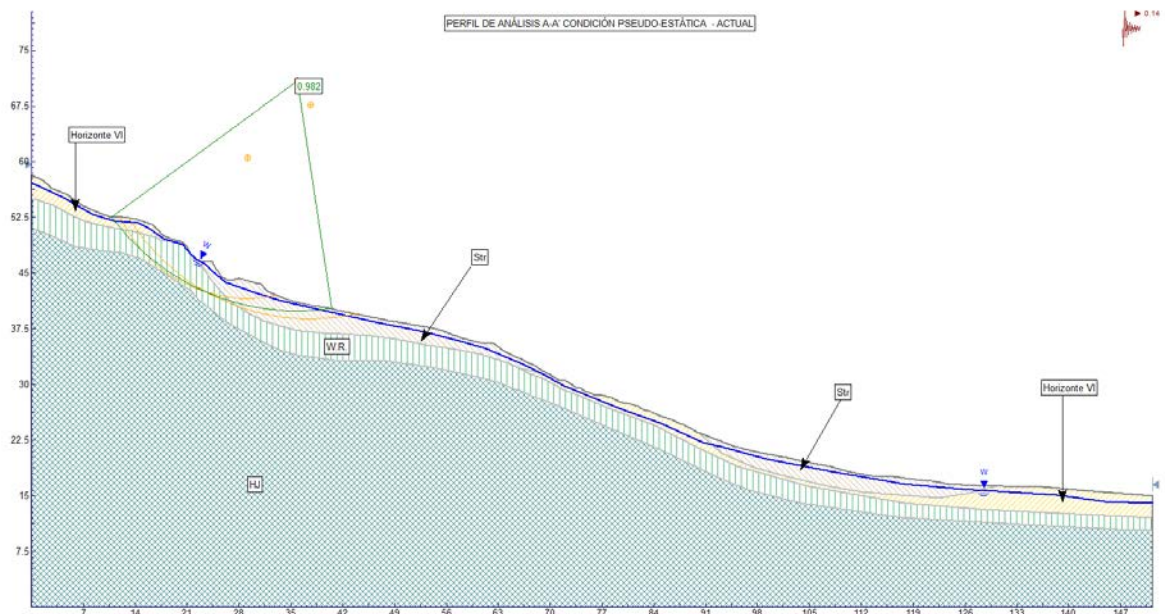
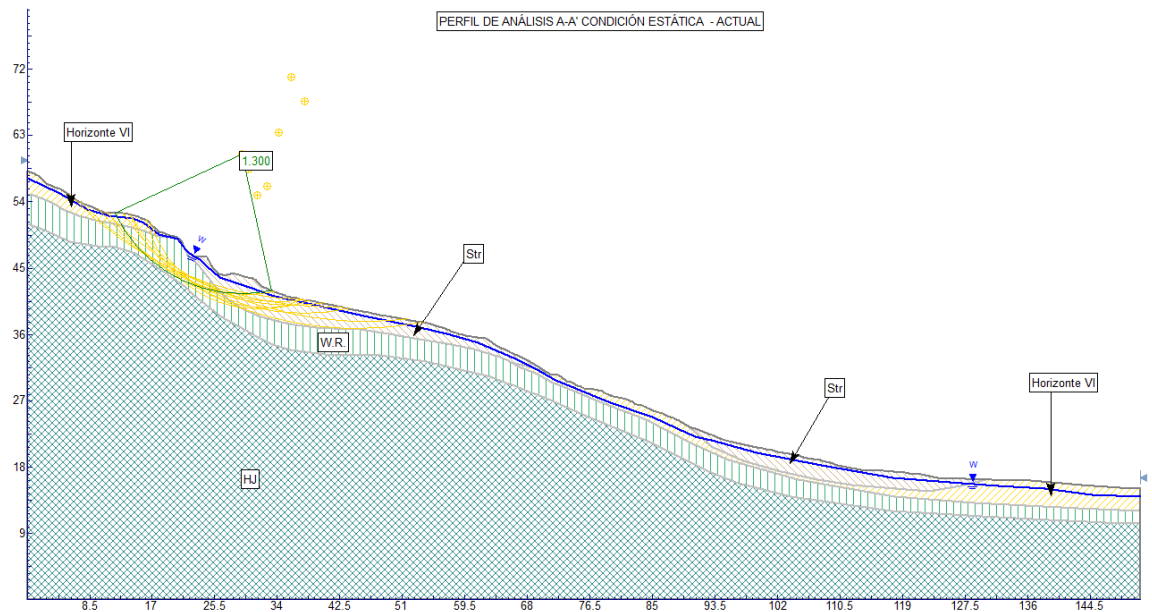


Ilustración 72 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática y pseudo-estática
Perfil A-A'.

Fuente: Software Slide en Geocing S.A.S.

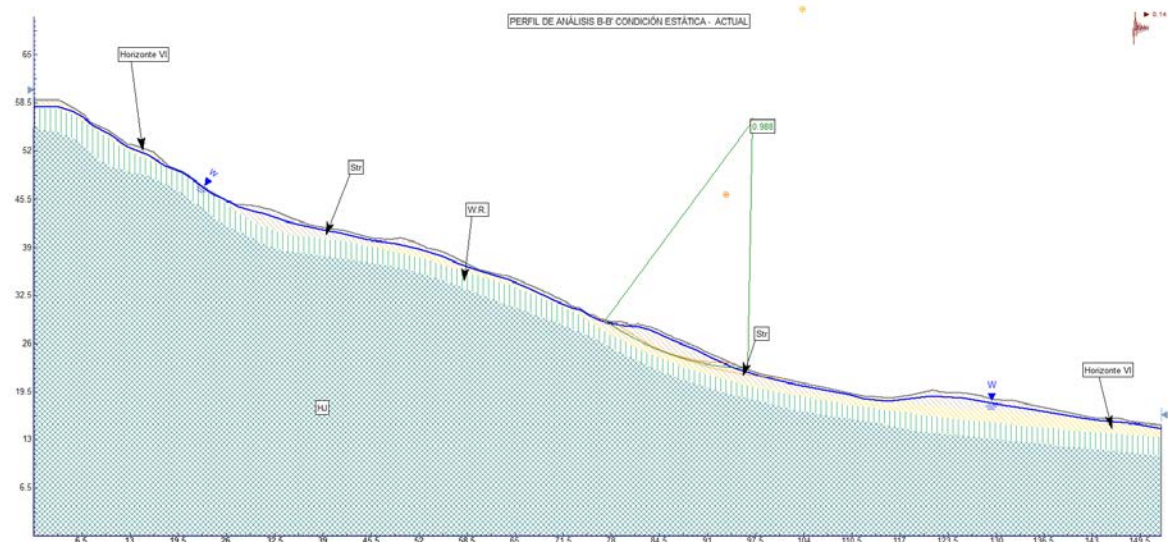
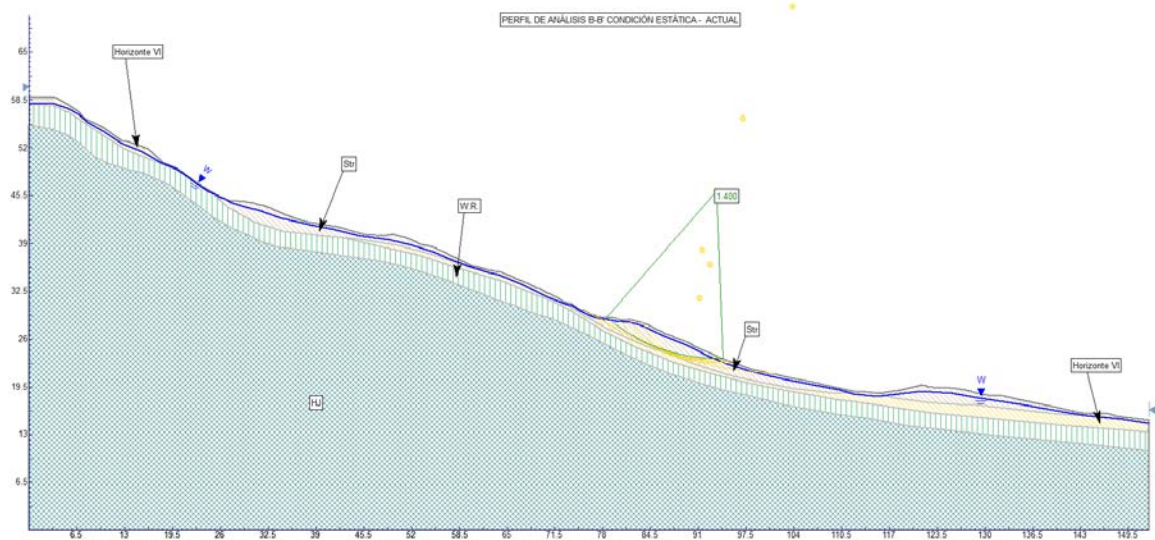


Ilustración 73 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática y pseudo-estática
Perfil B-B'.

Fuente: Software Slide en Geocing S.A.S.

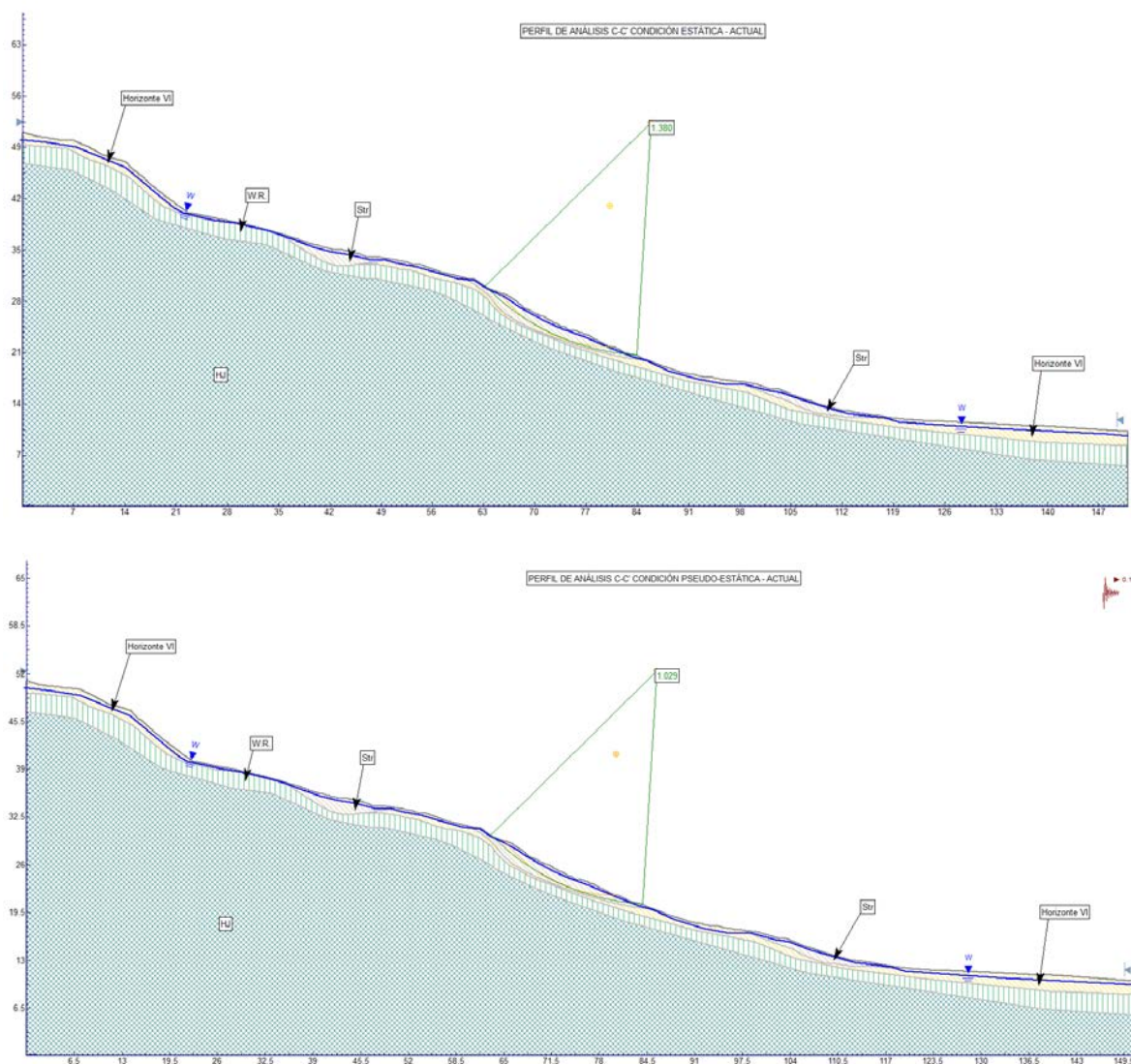


Ilustración 74 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática y pseudo-estática
Perfil C-C'.

Fuente: Software Slide en Geocing S.A.S.

Tabla 24. Resumen F.S. arrojados en el análisis de estabilidad.

PERFIL	CONDICIÓN	F.S.
A - A'	Estática	1.30
A - A'	Pseudo-estática	0.98
B - B'	Estática	1.40
B - B'	Pseudo-estática	0.99
C - C'	Estática	1.38
C - C'	Pseudo-estática	1.02

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta lo establecido en el título H de la NRS -10 se determina la inestabilidad del talud con los resultados del análisis del F.S. en el Software Slide donde deberían ser mayores o igual a 1.50 en condición estática y en condición pseudo-estática mayores o igual a 1.05.

En el caso del análisis pseudo estático solo se realizó evaluación de la carga sísmica horizontal omitiendo la vertical dado a que no pasa por la zona de estudio ninguna falla o estructura geológica que influya en este sentido, haciéndola innecesaria para el estudio.

6 PLANTEAMIENTO DEL DISEÑO

La alternativa de diseño, consiste en la recuperación de la banca perdida, relacionadas a los procesos de inestabilidad reportadas en el sitio por medio de la estabilización del talud por medio del cambio de la geometría del talud garantizando la estabilidad y la construcción de un elemento estructural como lo es el terramesh system como medida complementaria se recomienda la implementación de geodren planar y geotextiles para el manejo del nivel del agua. Se descartó la opción del muro tierra armada debido a las deformaciones presentes en la cara del muro por la carga ejercida por el tránsito vehicular en la vía sobre la estructura.



Ilustración 75 Pérdida de la banca por problemas de inestabilidad de taludes asociados a la saturación del talud, expresados en mecanismos de falla complejos evolucionados en flujos.
Fuente: Elaboración propia

6.1 DESCRIPCIÓN DETALLA DEL DISEÑO.

A continuación, se realizará una descripción de las actividades que componen el diseño, presentando una serie de medidas tanto correctivas como preventivas asociadas a la estabilidad de taludes y al control de aguas superficiales y subsuperficiales, disminuyendo así la probabilidad de ocurrencia de la movilización del material ya deslizado.

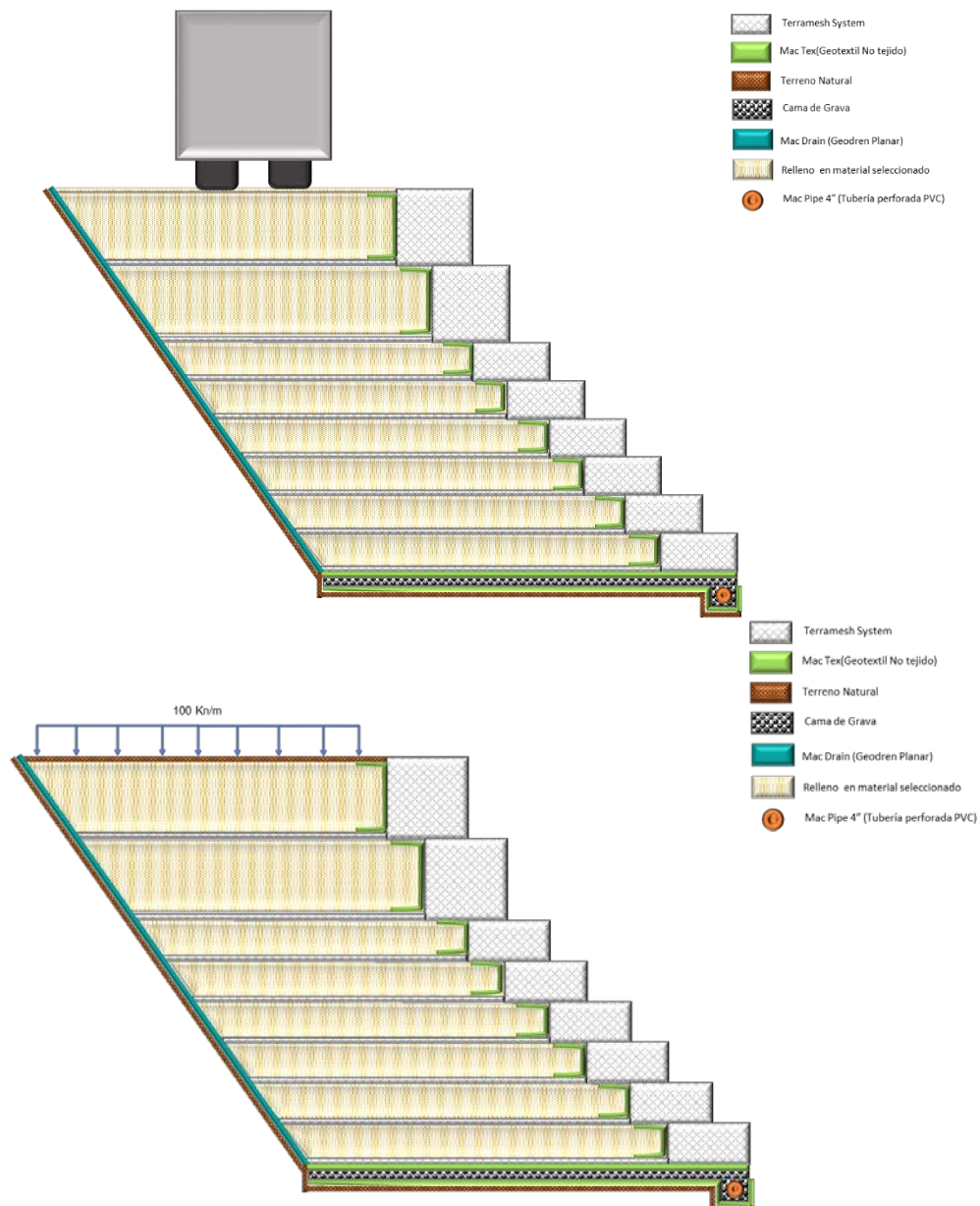


Ilustración 76. Esquema del diseño propuesto.
Fuente: Elaboración propia

6.1.1 Cambio de la geometría del talud.

El cambio de geometría es recomendado fundamentalmente para taludes empinados (M. García, 1997), con el fin de reducir las fuerzas movilizantes que conllevan a incrementar el factor de seguridad del talud, se considera remover una sección del talud de manera tal que quede configurado o reconfigurado de la siguiente manera:

El terraceo se compone por seis escalones, para los cuatro inferiores se debe realizar corte del talud con dimensiones de 12.40 m de horizontal y 5.00m a la vertical, para un ángulo de 22° (2.48 H: 1.00 V), para el talud superior se debe realizar corte del talud con dimensiones de 11.00 m de horizontal y 11.00m a la vertical, para un ángulo de 45° (1.00 H: 1.00 V), y el segundo escalón superior del terraceo un corte de 17.50 m horizontal y 5.00 m la vertical para un ángulo de 16° (3.49 H: 1.00 V) acompañado de bermas que tienen como ventaja una ligera pendiente en cada una de las intersecciones del talud que mantienen el flujo y la velocidad de descenso de agua sobre la superficie. Estas bermas están concebidas de manera intermedia de ancho igual a 4.00m y contrapendiente del 3.00%.(ver Ilustración 78).

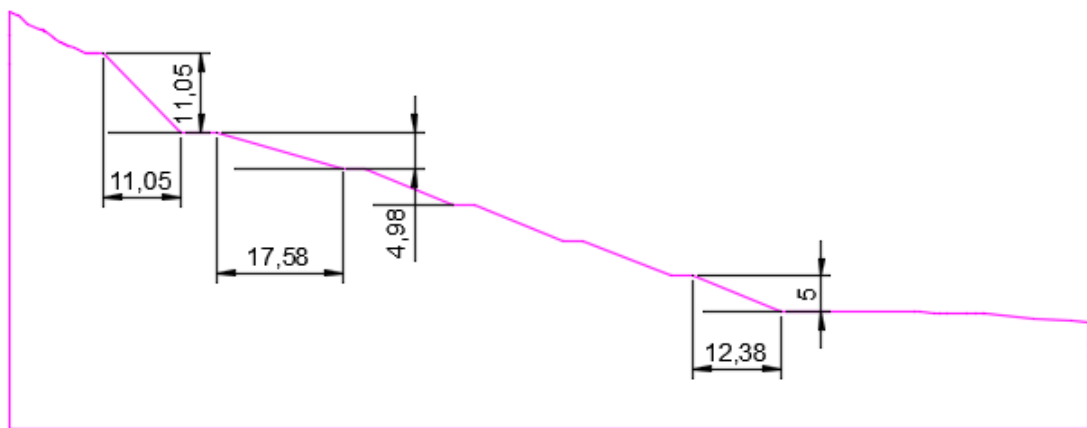


Ilustración 77. Dimensiones de cortes para conformar el terraceo (Perfil de diseño A-A')
Fuente: Elaboración propia

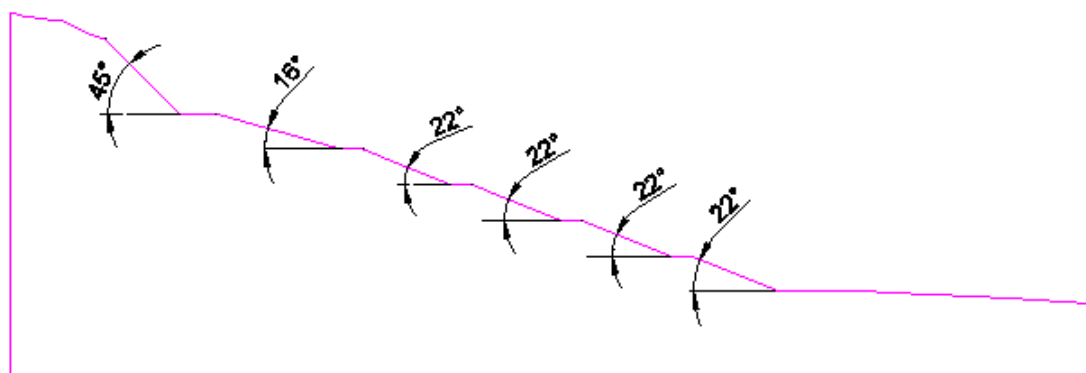
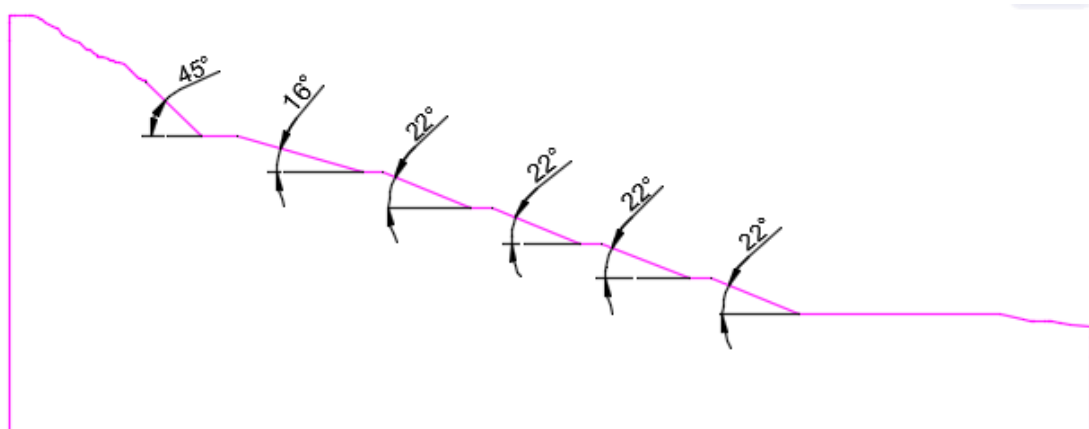
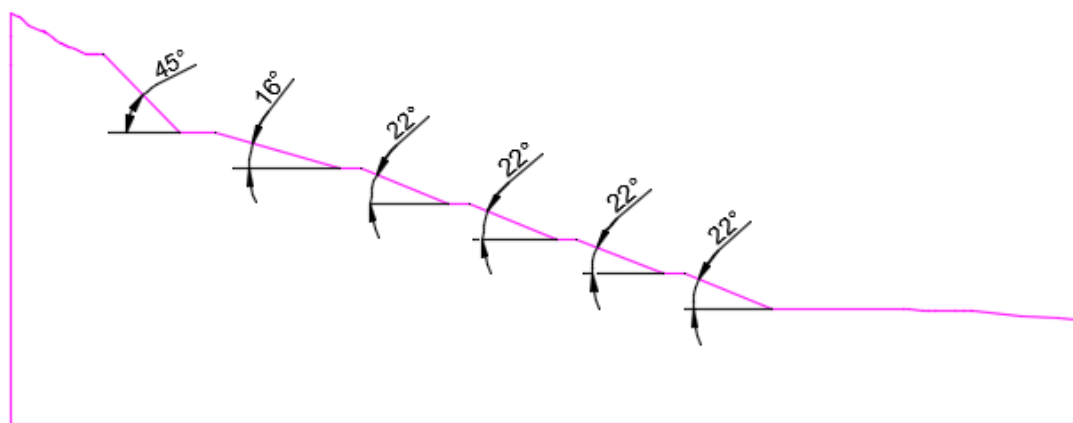


Ilustración 78 .Esquema del cambio geométrico de la pendiente del talud mediante el “Terraceo”
propuesto perfiles de diseño A-A', B-B' y C-C'.
Fuente: Elaboración propia.

6.1.2 Protección de Taludes con mantos temporales

Autores como Gray y Sotir (1996) han evaluado la susceptibilidad a factores erosivos de las laderas a partir de la estructura del material, esta estructura del material y su susceptibilidad es posible correlacionarla en términos la clasificación de la USCS (ver Ilustración 79), en donde se ha encontrado que el material que domina es superficie son cohesivos de baja plasticidad los cuales poseen un tendencia intermedia a problemas de erosividad, razón por la cual se recomienda la implementación de mantos de plazo extendido para garantizar el crecimiento de nuevas especies de vegetación que protejan a largo plazo el talud al disminuir los esfuerzos al corte en superficie por la velocidad del agua de escorrentía, incrementar la resistencia al corte del suelo en superficie, proteger la superficie contra el impacto de las gotas y reducir la capacidad de transporte de sólidos.

Símbolo	Descripción del suelo	Erosionabilidad	Prof. prom. [m]	USCS
GW	Gravas bien gradadas, mezclas de grava y de arena, con pocos finos o sin finos.		0,33	
GP	Gravas mal gradadas, mezclas de grava y de arena, con pocos finos o sin finos.		0,78	GC
SW	Arenas bien gradadas, arenas con gravas, con pocos finos o sin finos.		1,43	
GM	Gravas limosas, mezclas de grava-arena-limo.		1,88	
CH	Arcillas inorgánicas muy plásticas. Arcillas grasas		2,85	MH
CL	Arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad mediana, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras.		0,33	
			0,83	CL
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas.		1,28	GC
MH	Limos inorgánicos, con mica o arena fina de diatomeas o suelos limosos.		2,25	
			3,75	
SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena - arcilla.		5,25	
SM	Arenas limosas, mezclas de arena - limo.		6,75	
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas. Polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, limos arcillosos poco plásticos.	Más erosionables	8,25	

Ilustración 79 Erosionabilidad de algunos tipos de suelos.
Fuente: Gray. D. y Sotir, R (1 996). - Fuente: Geocing S.A.S.

Con el fin de proteger la superficie expuesta del talud de factores erosivos posterior a la excavación para la conformación de la nueva geometría, se recomienda la implementación de medidas estructurales como la de mantos de plazo extendido

tipo 3B (INV E 811), con duración mínima de 36 meses, resistencia mínima a la tensión de 1.45kN/m y resistencia mínima al corte de 96Pa. El manto recomendado obedece a un biomanto, agromanto 4600FC – FP (PAVCO) o TERRATRAC TRM-15 O similar.

6.1.3 Reforzamiento del terraplén.

El diseño propuesto busca presentar una solución tanto de contención como de refuerzo, en este caso la cola de los cajones en malla busca garantizar la estabilidad del terraplén para la reconformación de la vía cumpliendo la función como si se tratase de geosintéticos implementados en la metodología de diseño para taludes reforzados con geosintéticos (muros de tierra armada).

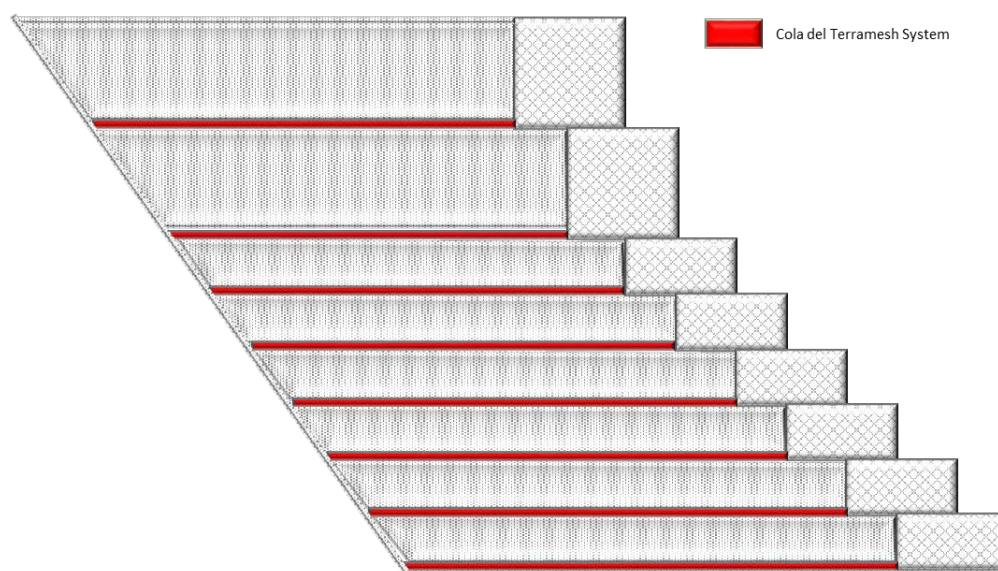


Ilustración 80 Esquema del terraplén reforzado con terramesh system (cola de la caja gavión).

Fuente: Elaboración propia.

6.1.4 Abatimiento del nivel freático.

Para el abatimiento del nivel freático se ha considerado la implementación geodrenes planares y geotextiles no tejidos en la cara y base del talud superior (45° de pendiente) del terraceo diseñado para la zona de estudio; en la pata del muro en terramesh ira una trinchera drenante con una tubería de en PVC de 4" (Macpipe o similar).

En la base de la obra de contención y refuerzo del talud, y en la trinchera debe ir una cama de material filtrante como lo define la normativa INVIAS “Sub-base Granular (SBG)” el cual no podrá tener partículas de tamaño mayor a 19.00mm (3/4”), un PH entre 5.0 a 9.0”.

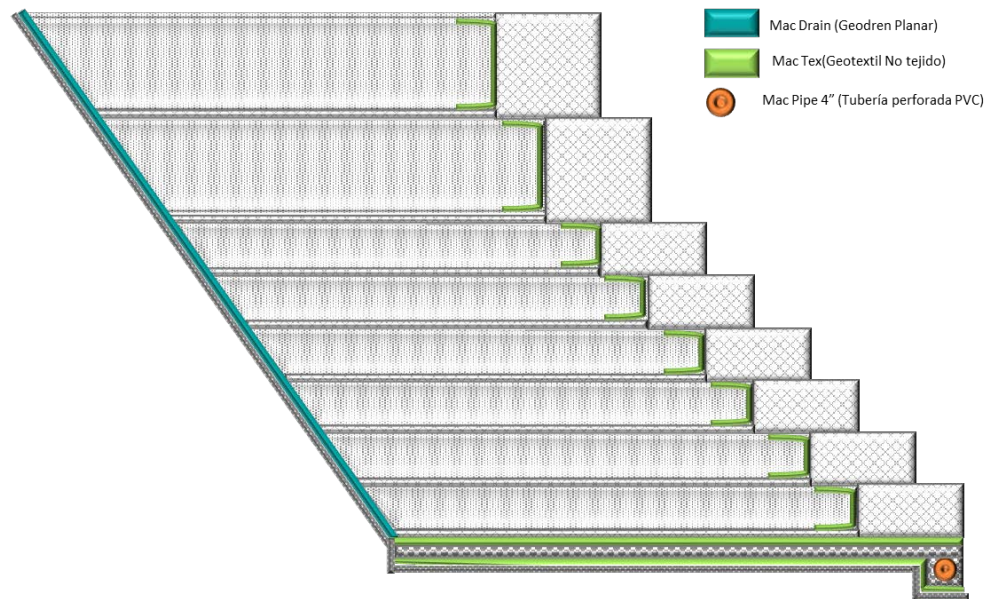


Ilustración 81 Esquema de un terraplén con la implementación de geosintéticos para el abatimiento del nivel freático.

Fuente: Elaboración propia.

6.1.5 Definición de cargas en la vía

Como la obra es de prevención y corrección, para permitir la reconstrucción de la vía, se debe determinar la carga aproximada que presenta esta.

Según la visita de campo del municipio y el registro fotográfico se pudo determinar que la vía afectada por el deslizamiento es una vía terciaria estrecha por la cual el vehículo más grande que puede transitar sería un vehículo clase C (camiones) tipo C2-S1 (camiones de dos ejes con semirremolque de un eje), para determinar la carga máxima tal como se muestra a continuación:

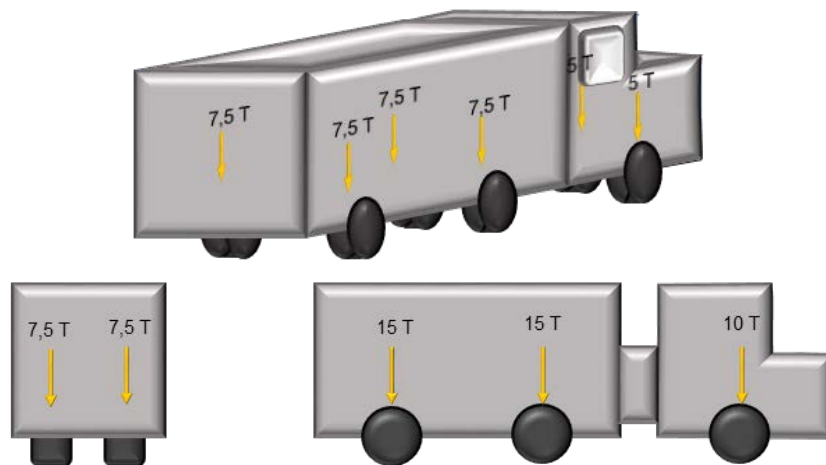
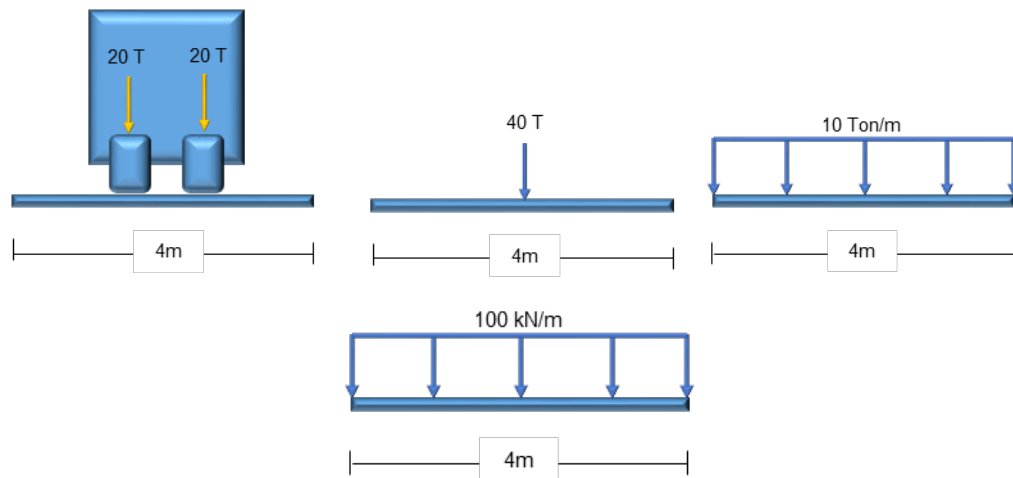


Ilustración 82. Diagrama de localización de cargas puntuales en el camión tipo C2-S1.
Fuente: Elaboración propia.

Determinando que las cargas ejercidas por el vehículo equivalen a 2 ejes de 15 Toneladas cada uno y un eje de 10 Toneladas; visto desde la parte posterior del camión se haría la sumatoria de 40 Ton divididas en cada eje a lo largo del vehículo serian de 20 Ton cada uno.



De esta manera se llega a que la carga distribuida sobre la vía de 4m de ancho es de 10 Ton/m o 100kN/m.

6.1.6 Obra de Contención y refuerzo

Con el fin de generar confinamiento en el origen del deslizamiento y recuperar la bancada de la vía, se ha considerado la implementación de estructuras de contención que sean flexibles capaces de soportar grandes deformaciones y que aun así sigan trabajando “sin perder su eficacia estructural” (Amórtegui et al., 2000), de manera adicional otra ventaja que suministran los gaviones en este proceso corresponde a la alta permeabilidad de la estructura que facilitan el drenaje sin generar un incremento en los esfuerzos en el espaldar del elemento, pero como también se desea recuperar la bancada de la vía, la estructura también debía resistir los esfuerzos de esta, por ellos se optó por una solución que funcionara tanto en la contención como en el refuerzo del suelo.

“Los elementos que componen el sistema terramesh son formados por la asociación de un refuerzo metálico en malla hexagonal de doble torsión (cola), asociados a un paramento frontal en gaviones caja, siendo ambos una sola estructura “un solo elemento”, que forma el refuerzo, la base, cara y tapa del elemento. Que trabajan a gran resistencia a la tracción presentan bajos niveles de elongación.” (Maccaferri)

Obteniendo como resultado final y visual lo que parece un muro de gavión que permite el desarrollo de vegetación la su cara externa y oculta su segundo uso que es el refuerzo.

Las dimensiones y características del terramesh system propuesto son:

- 8 niveles de en terramesh system cada uno con las características descritas en la Tabla 25.
- Debido a la densidad de la malla de 8.60kg/m^3 se considera cohesión del sistema de 20.31kPa .
- Se ha considerado que el volumen de vacíos es del 30% y el peso unitario de la roca de diseño es de 24 kN/m^3 , y el peso unitario del sistema es de 17 kN/m^3 . (Ver Anexo)
- El ángulo de fricción siendo directamente proporcional al peso unitario del sistema, es de 33° y el ángulo de interacción suelo – muro de 22° .

Tabla 25. Dimensiones de cada nivel del sistema Terramesh

Nivel	Dimensión Caja		Largo cola (m)
	Altura (m)	Ancho (m)	
1	0.50	1.00	4.00
2	0.50	1.00	4.37
3	0.50	1.00	4.74
4	0.50	1.00	5.11
5	0.50	1.00	5.48
6	0.50	1.00	5.86
7	1.00	1.00	6.23
8	1.00	1.00	6.97

Fuente: Elaboración propia.

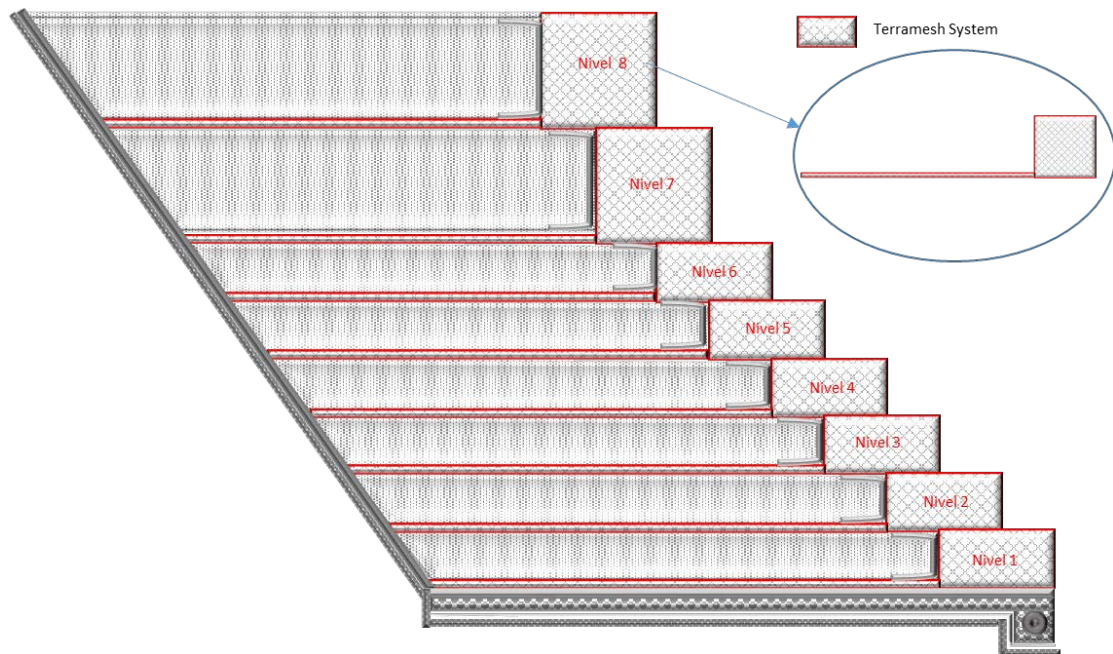


Ilustración 83. Descripción de cada uno de los niveles del Terramesh System.

Fuente: Elaboración propia.

6.1.6.1 Geotextil de separación de materiales

El geotextil de separación de materiales recomendado obedece a un MACTEX H40.2 (Maccaferri) que se asemeja al NT 2500 (Pavco), o equivalente, el cual deberá garantizar una resistencia a la tensión admisible de 14.34kPa.

6.1.6.2 Separación de las capas

Las separaciones de capas para los esfuerzos en este caso están dadas por la altura de la caja gavión a implementar en este caso se dejó una separación más pequeña de 0.50 m en los 3.00 metros inferiores y el los 2.00 m superiores de 1.00 m; lo que indica la separación de cada capa es la cola refuerzo que compone el sistema.

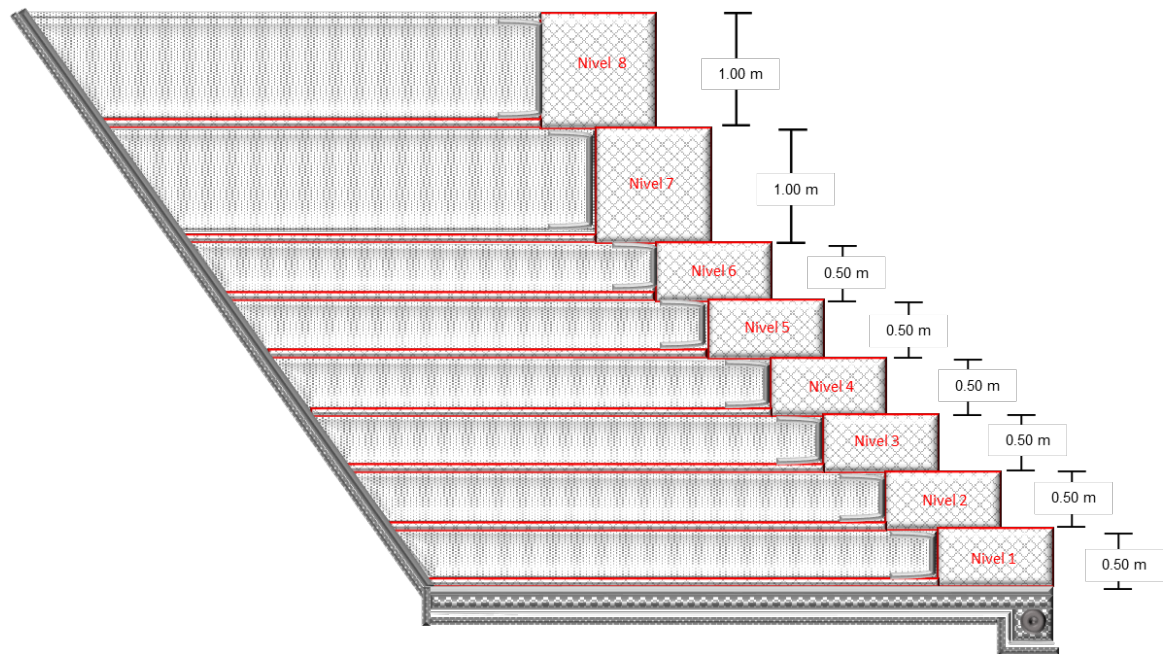


Ilustración 84. Separación de las capas de relleno
Fuente: Elaboración propia.

6.1.6.3 Longitud de Empotramiento

La longitud de empotramiento hace referencia a la longitud de la cola del terramesh.

Y se ha determinado que cada una de los refuerzos en cada capa, se deberán desarrollar hasta tocar en la cara del talud que se encuentra a 45° al trasdós del muro como se muestra en la siguiente ilustración.

Con el objetivo hacer más eficiente la compactación de cada capa o nivel del sistema

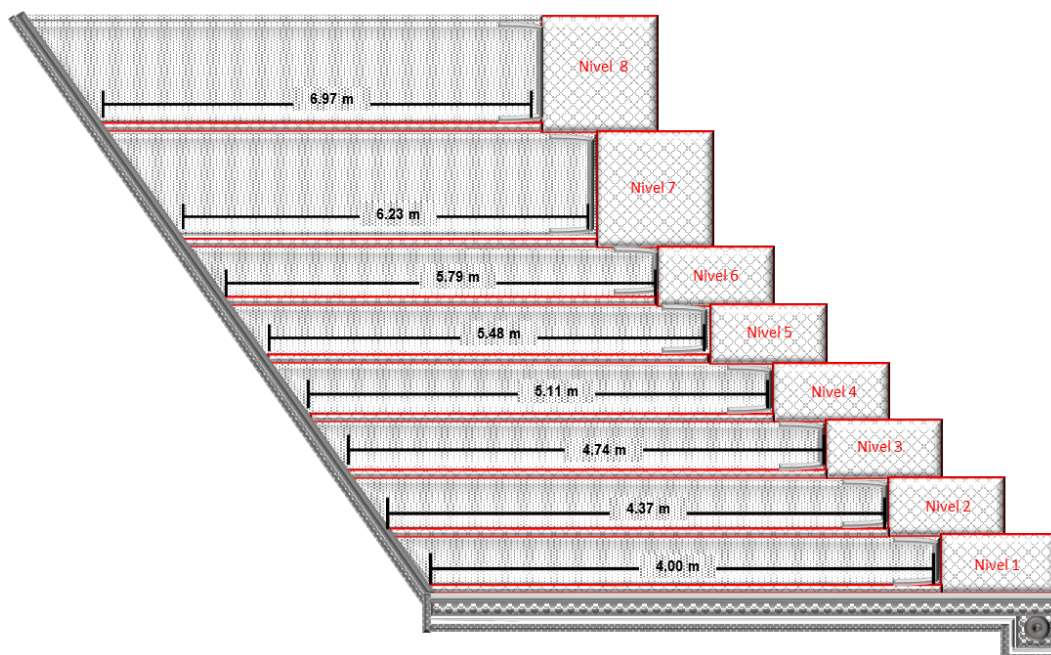


Ilustración 85. Longitud de empotramiento de la cola del refuerzo.
Fuente: Elaboración propia.

6.1.7 Disposición final del material proveniente de la excavación.

Con el fin de disminuir la huella de carbono producto del transporte de material producto de excavación, se ha considerado la disposición del material in-situ en forma de terraplén en las secciones donde se hace necesario relleno, si bien no es usual la implementación de este tipo de medidas, existen casos ya implementados de este tipo de rellenos como los propuestos por M. García (2012) en el estudio denominado “CONCEPTO TÉCNICO FINAL EN EL ÁREA FÍSICA (ASPECTOS GEOLÓGICOS, GEOTÉCNICOS, HIDROGEOLÓGICOS Y AMBIENTALES) PARA DETERMINAR LA VIABILIDAD Y SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL DEL PROYECTO VIAL “RUTA DEL SOL”, SECTOR I, TRAMO I.” el cual aprueba bajo ciertas condiciones la implementación de terraplenes con “Lodolitas” o “Shales”. La primera medida consiste en la clasificación del tipo de “lodolitas” como: “Shales” los cuales son suelos de granos finos y que pueden ser usados y diseñados comúnmente como suelos bajo estrictos controles de construcción, y estos son completamente degradados durante el proceso de construcción. Algunas de las problemáticas que asocia Wood et al. (1973), los cuales deben ser tomados en

cuenta a la hora de implementar “Lodolitas” para rellenos y su respectiva solución se presentan en la

Tabla 26.

Tabla 26 Problemáticas y respectivas soluciones para la implementación de “Shales” como material de Relleno.

Problemática Asociada por Wood et al. (1973)	Solución Propuesta
Asentamientos, desecamiento, desmoronamiento, ablandamiento.	La superficie debe ser protegida por vegetación conformado por especies nativas, que regulen la infiltración del agua subsuperficial.
Hinchamiento por humedecimiento	Se propone la implementación de trincheras drenantes y geodren planar al trasdós de la estructura.
Erosión superficial y subsuperficial	El biomanto propuesto garantiza la protección del talud expuesto.

Fuente: Geocing S.A.S.

6.1.8 Medidas Complementarias

De manera adicional se recomienda la implementación de un sistema de placa huella en el tramo de vía utilizado actualmente acompañado del manejo de agua superficial, con el fin de reducir los efectos negativos asociados a ablandamiento del suelo por frentes húmedos. Se aclara que el diseño del sistema de placa huella se expresa como una recomendación la cual no es parte del propósito de este proyecto ni su alcance.

6.1.9 Estabilidad del sistema en el Software MacS.T.A.R.S

Debido a las fuerzas que soporta el muro por el relleno ubicado en el espaldar, se pueden presentar desplazamientos en el elemento estructural los cuales pueden resultar inadmisibles. Y soportar la carga viva presente en la vía por el tránsito vehicular. Así mismo y por esta razón se ha hecho uso del software Mac S.T.A.R.S⁵.

⁵ El Programa de la empresa Matriz Maccaferri está diseñado para analizar la estabilidad de los suelos reforzados, es decir, estructuras que promueven la estabilidad de taludes utilizando unidades de refuerzo capaces de absorber los esfuerzos de tensión. Además, permite al usuario realizar análisis de estabilidad utilizando el método de equilibrio de límites, que también considera situaciones de pendientes no reforzadas.

6.1.9.1 Estabilidad Interna

Con el fin de evaluar la resistencia estructural de la malla y sus esfuerzos admisibles, en donde se han considerado los esfuerzos estabilizantes como el peso propio del muro y como la fuerza inestabilizante el componente horizontal del empuje activo hasta la sección de análisis. Para determinar la estabilidad interna se usó el software MacS.T.A.R.S de Maccaferri.

$F.S. > 1$

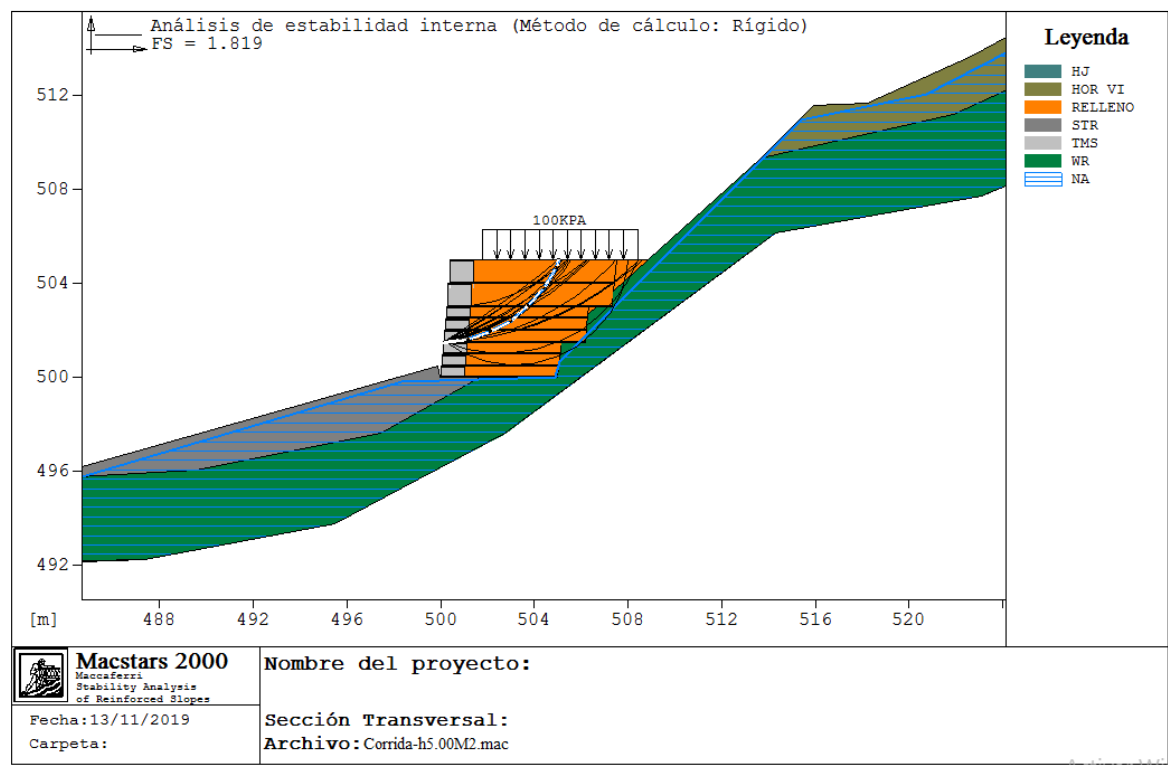


Tabla 27 Resultados de la modelación para el análisis estabilidad interna del sistema.
Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, el resultado arroja que la estabilidad interna del sistema cumple en términos de esfuerzos admisibles y resistencia al corte admisible, teniendo como resultado un FS= 1.82.

6.1.9.2 Estabilidad Global en el perfil A-A'

Como el software Mac S.T.A.R.S. 2000 opera bajo el método de tajadas de Bishop al igual que el Software Slide V5.0 se decidió evaluar la estabilidad global del perfil y comparar. Llegando a determinar que, aunque utilizan el mismo método el valor del factor de seguridad no es exactamente el mismo, aunque los materiales y las características geométricas sean las mismas.

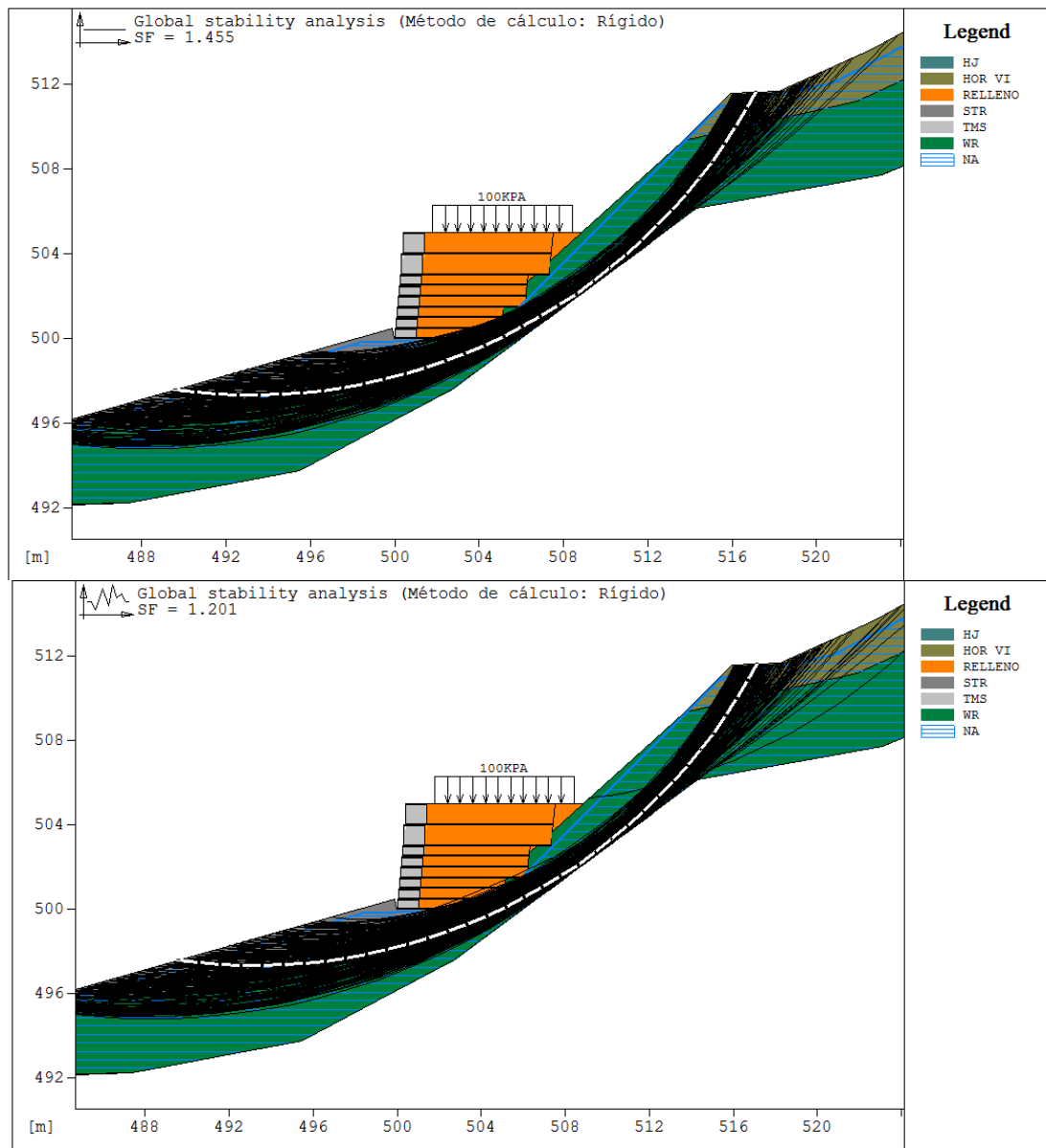


Ilustración 86. Análisis de estabilidad global perfil A-A' Condición estática y pseudoestática.

Fuente: Elaboración propia. – Software Macstars 2000

Tabla 28 Factor de seguridad (F.S.) del perfil de diseño A-A' de diseño.

Perfil	Condición Estática	Condición Seudo – Estática
A – A'	1.46	1.20

Fuente: Elaboración propia.

6.1.10 Estabilidad Global

A la luz de la metodología de equilibrio límite se han evaluado 3 perfiles diseño (A-A', B-B' y C-C') bajo las condiciones de diseño “estática” y “seudo-estática” los análisis de estabilidad de taludes se han realizado por medio del software comercial Slide (V 5.0) y los resultados obtenido de manera resumida en Tabla 29.

Tabla 29 Variación del factor de seguridad (F.S.) con respecto a los perfiles de diseño.

Fase	Perfil	Condición Estática	Condición Seudo – Estática
1	A – A'	1.87	1.57
	B – B'	2.19	1.73
	C – C'	1.70	1.38
2	A – A'	1.59	1.32
	B – B'	1.69	1.50
	C – C'	1.87	1.69

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se concluye que todas las obras proyectadas cumplen con los requerimientos mínimos de obra en cuanto al factor de seguridad básico mínimo directo (F_{SBUM}) al poseer un factor de seguridad superior a 1.50 en condición estática y 1.05 en condición seudo-estática. (Método de Bishop).

A continuación, se muestra las salidas graficas de la modelación del diseño en dos etapas constructivas; la Fase 1 que consiste en el taraceo y la Fase 2 con la estructura terramesh System y las demás obras de abatimiento del nivel freático.

6.1.10.1 Salidas gráficas de la estabilidad global del talud Fase de construcción 1

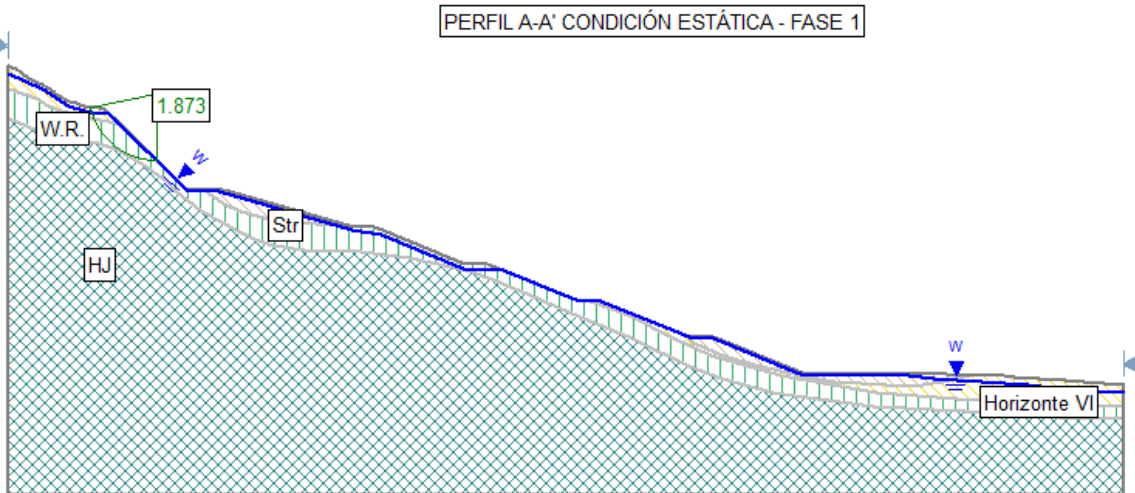


Ilustración 87 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil A – A'.
Fuente: Elaboración propia.

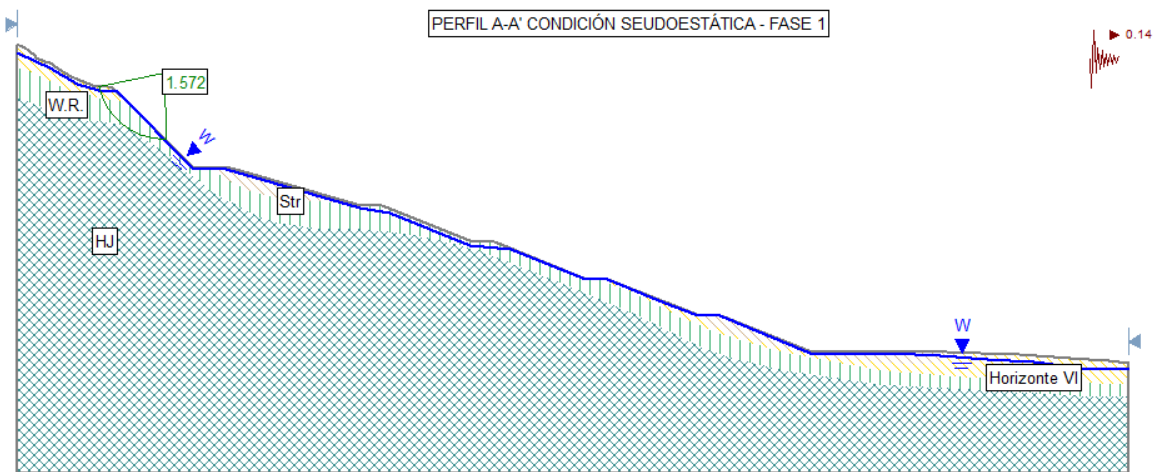
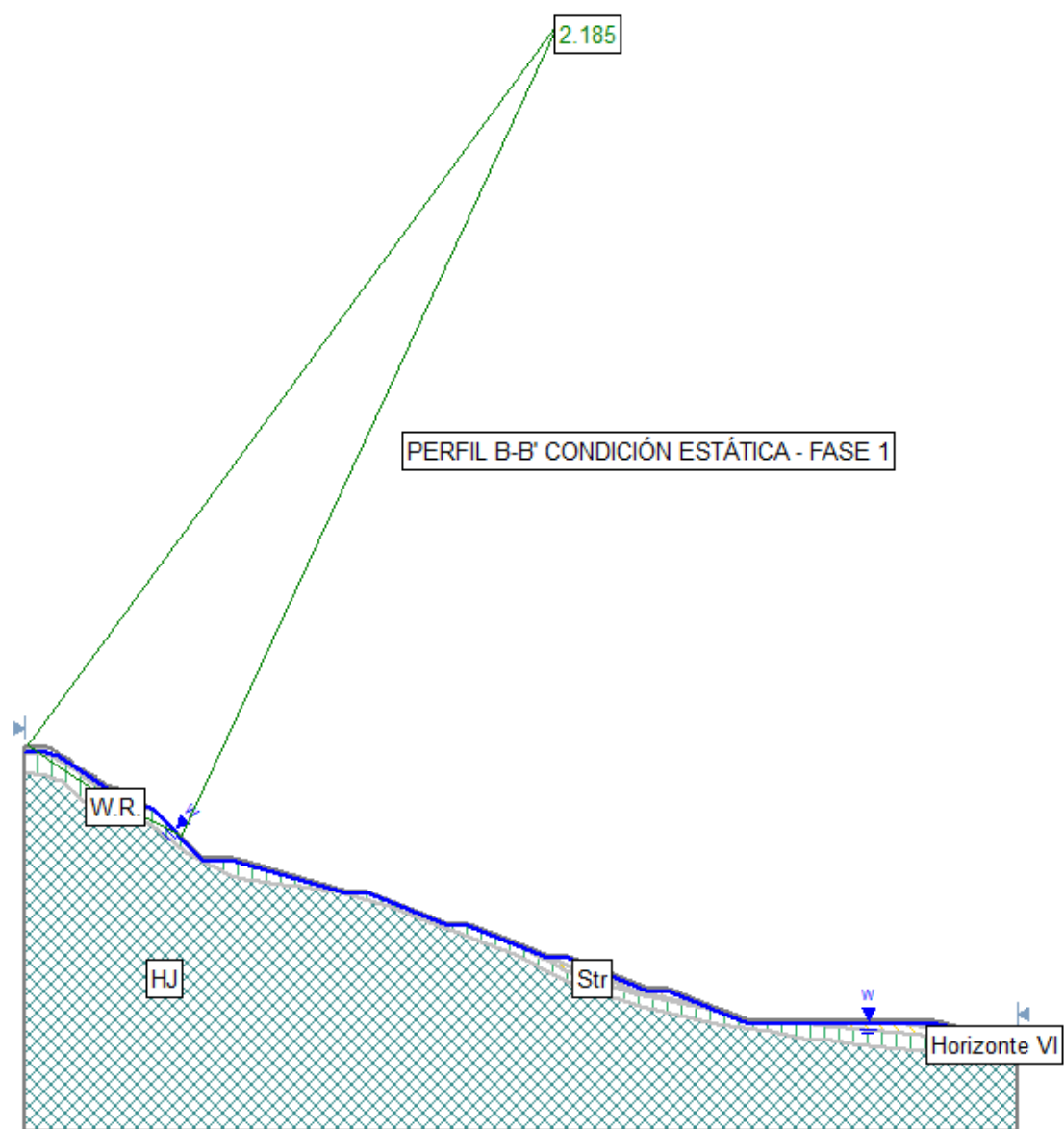


Ilustración 88 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil A – A'.
Fuente: Elaboración propia.



Ilustraci3n 89 Análisis de estabilidad de taludes bajo condici3n estática, Perfil B – B'.
Fuente: Elaboraci3n propia.

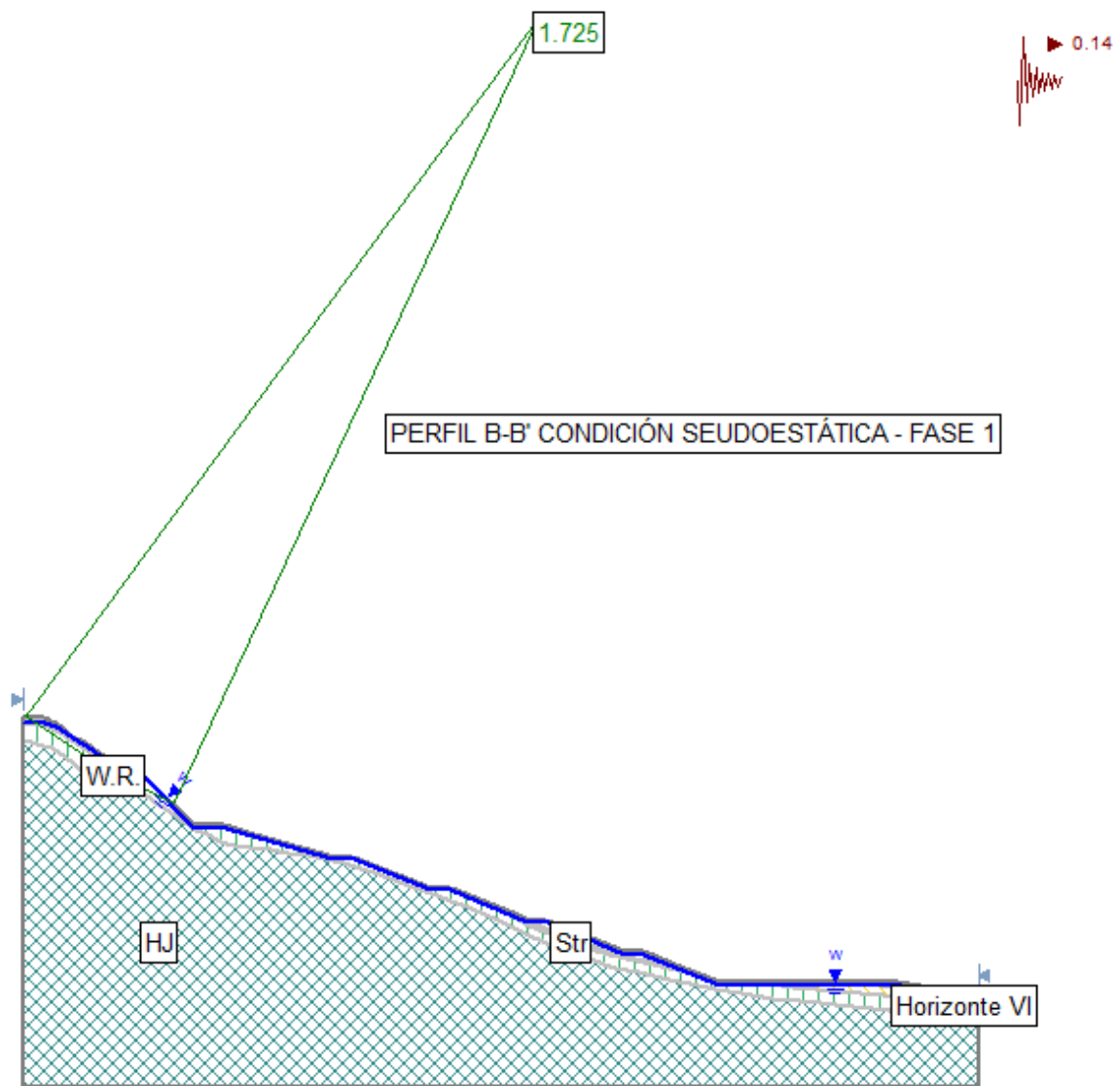


Ilustración 90 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil B – B'.
Fuente: Elaboración propia.

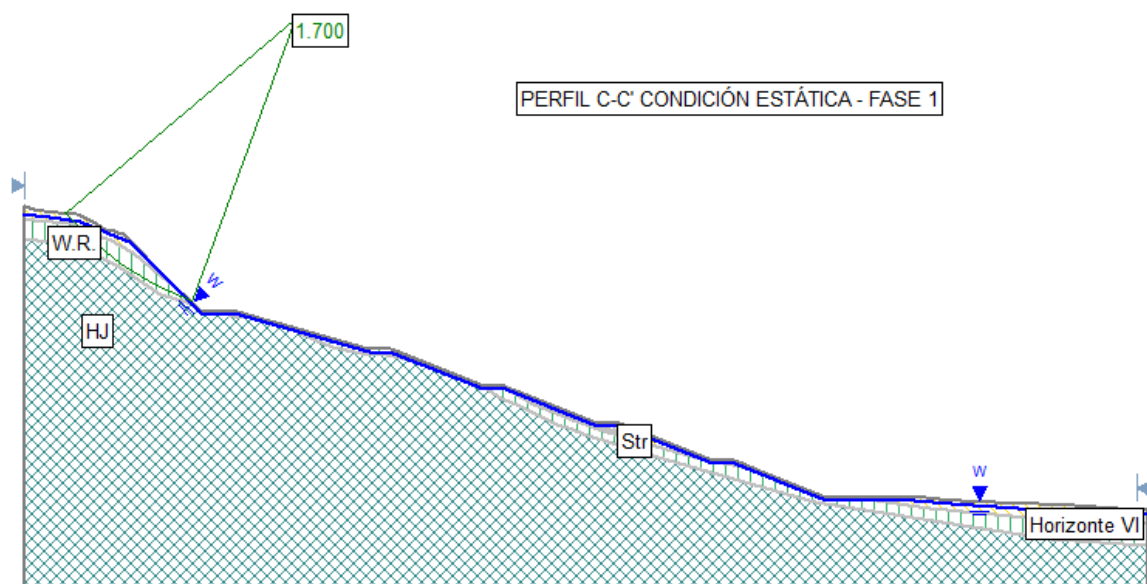


Ilustración 91 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil C – C'.
Fuente: Elaboración propia.

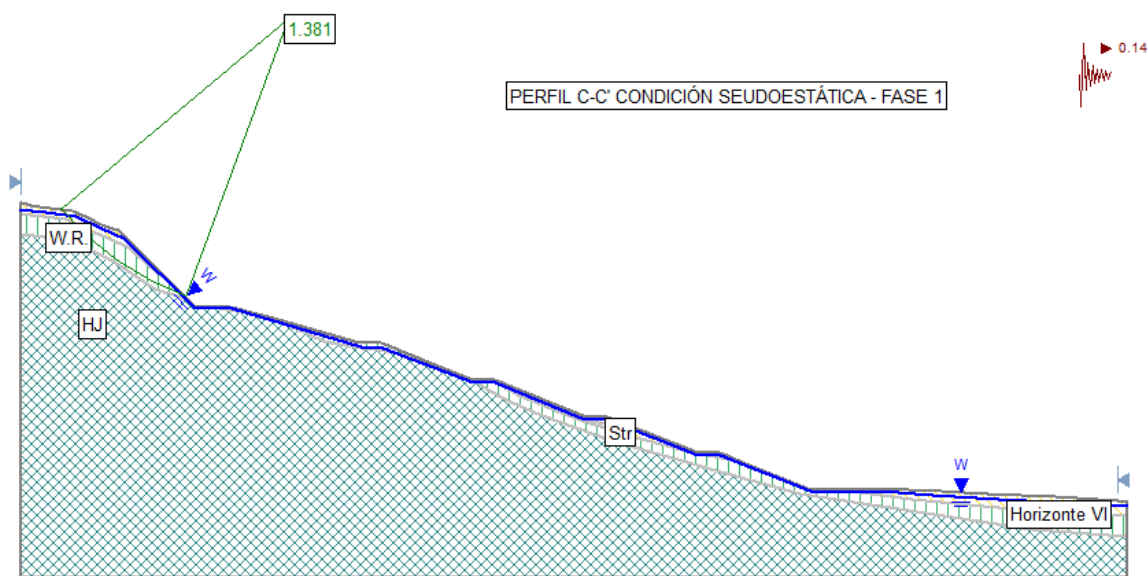


Ilustración 92 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil C – C'.
Fuente: Elaboración propia.

6.1.10.2 Salidas gráficas de la estabilidad global del talud Fase de construcción 2

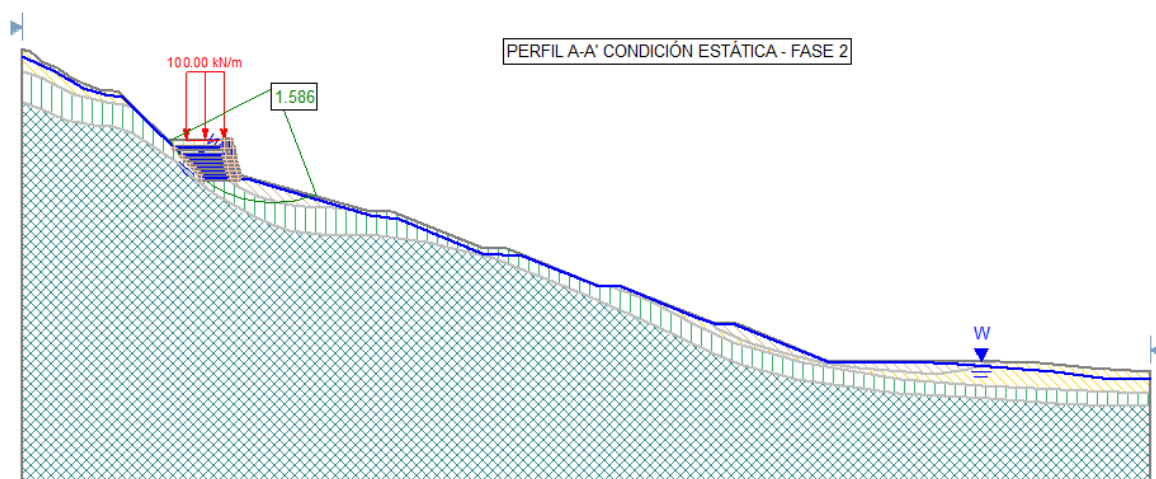


Ilustración 93 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil A – A'.
Fuente: Elaboración propia.

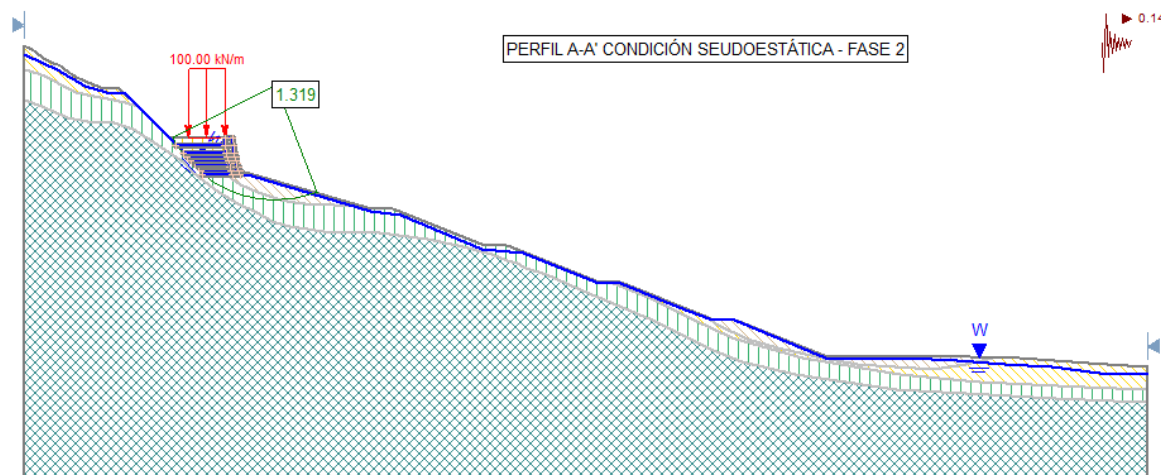


Ilustración 94 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo - estática, Perfil A – A'.
Fuente: Elaboración propia.

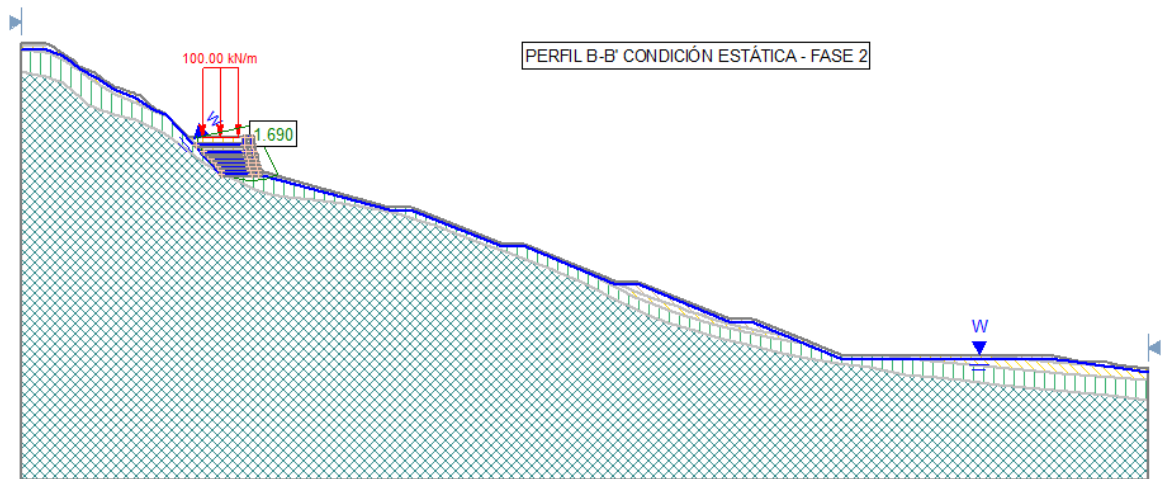


Ilustración 95 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil B – B'.

Fuente: Elaboración propia.

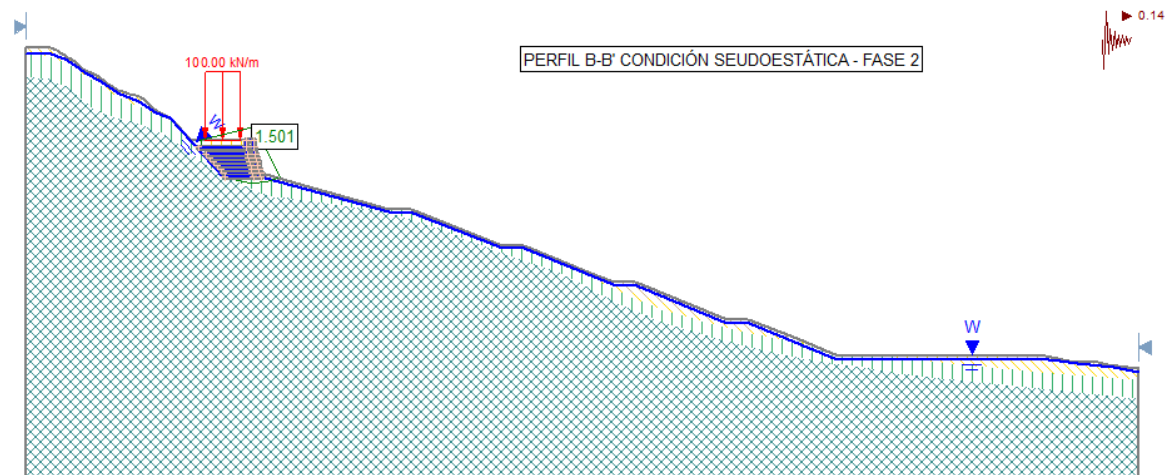


Ilustración 96 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil B – B'.

Fuente: Elaboración propia.

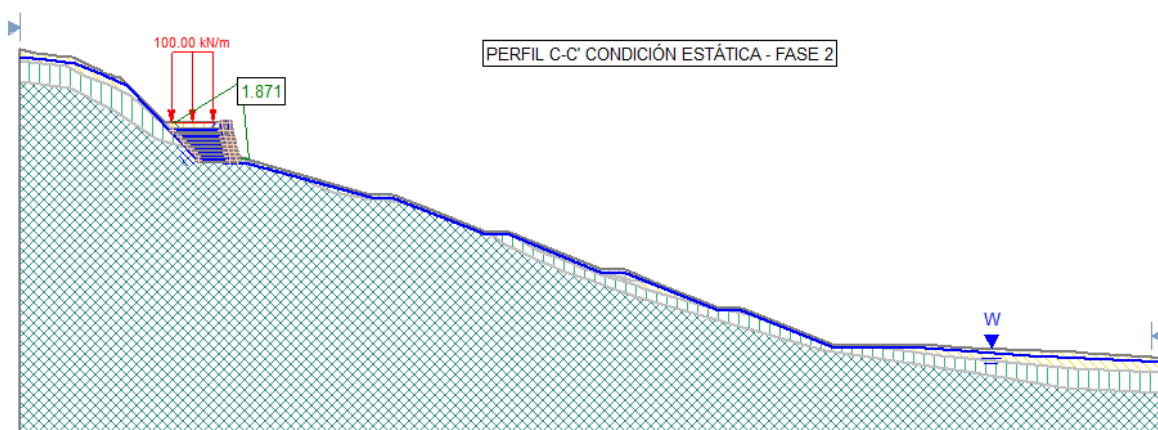


Ilustración 97 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición estática, Perfil C – C'.
Fuente: Elaboración propia.

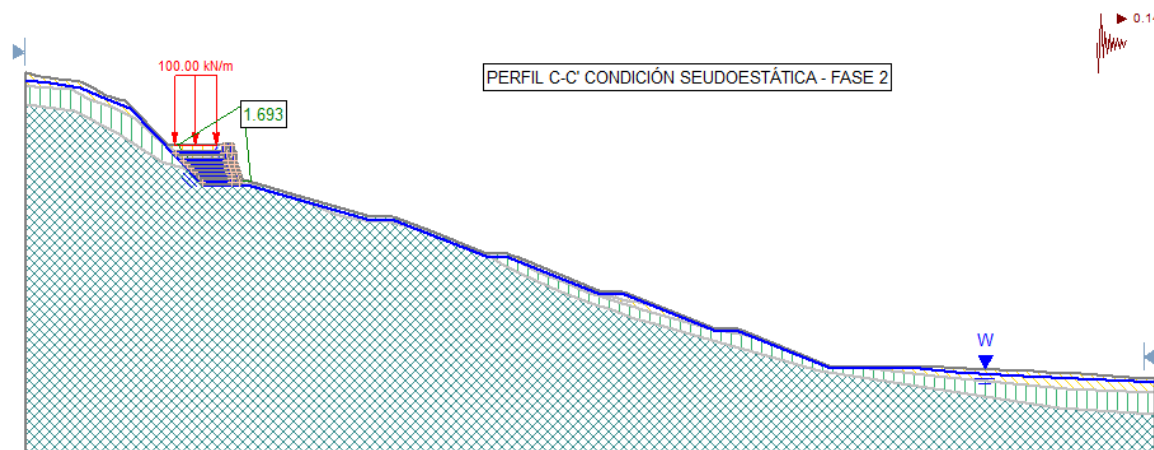


Ilustración 98 Análisis de estabilidad de taludes bajo condición Seudo-estática, Perfil C – C'.
Fuente: Elaboración propia.

7 PRESUPUESTO

Como suplemento al diseño, se realizó un presupuesto para el diseño (ver Ilustración 99), obteniendo como resultado un valor total de \$318.393.688,00 COP para el “cambio de la geometría del talud, abatimiento del nivel freático y elaboración de obra de contención y reforzamiento del talud”

PREDISEÑO DE OBRA DE ESTABILIZACIÓN PARA UN TALUD UBICADO EN LA VEREDA SAN PEDRO DE CAPARRAPÍ, CUNDINAMARCA.		 UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS PRIMER CLAUSTRO UNIVERSTARIO DE COLOMBIA			
PRESUPUESTO DISEÑO DE OBRA VEREDA SAN PEDRO - CAPARRAPÍ - CUNDINAMARCA					
Ítem	Descripción	Unidad			
			Valor Unitario	Cantidad	Total
0.00	Preliminares				
0.01	Lozalización, trazado y replanteo	m²	\$ 3,200	2703.05	\$ 8,649,770
0.02	Campamento 18 m²	und	\$ 3,043,500	1.00	\$ 3,043,500
1.00	Movimiento de tierras				
1.01	Excavaciones varias a maquina sin clasificar	m³	\$ 18,500	1,896.87	\$ 35,092,169
2.00	Estructuras de protección				
2.01	Suministro e instalacion de geotextil NT 2500 o Mactex H40.2 (Estabilizacion, filtro y separacion)	m²	\$ 7,600	1,140.00	\$ 8,664,000
2.02	Geodrén planar H=2.0 m D=100 mm (incluye suministro e instalacion) (Mac Drain o Similar)	m²	\$ 25,800	360.00	\$ 9,288,000
2.03	Terramesh System 0.50x1x4/CD/Malla tipo 8x10/2.7mm/Galmac 4R+Polimac	Und	\$ 243,176	20.00	\$ 4,863,520
2.04	Terramesh System 0.50x1x5/CD/Malla tipo 8x10/2.7mm/Galmac 4R+Polimac	Und	\$ 294,545	40.00	\$ 11,781,800
2.05	Terramesh System 0.50x1x6/CD/Malla tipo 8x10/2.7mm/Galmac 4R+Polimac	Und	\$ 320,767	60.00	\$ 19,246,020
2.06	Terramesh System 0.50x1x7/CD/Malla tipo 8x10/2.7mm/Galmac 4R+Polimac	Und	\$ 380,197	40.00	\$ 15,207,880
2.07	Alambre de Amarre 2.20mm /G4R+Polimac	Kg	\$ 9,142	375.00	\$ 3,428,250
2.08	Tuberia perforada Ø4*(MACR)	ml	\$ 15,700	50.00	\$ 785,000
2.09	Base granular (Clase A)	m³	\$ 93,750	21.73	\$ 2,037,188
2.10	Agromanto (Biomanto, Terratrac o similar)	m²	\$ 29,700	550.64	\$ 16,353,955
3.00	Transporte				
3.01	Cargue y transporte de materiales provenientes de excavación para distancias mayores de mil metros (1000 m), medido a partir de cien metros (100 m). Desde el sitio de obra en caparrapi, Cundinamarca hasta el Relleno sanitario La doradita, Caldas.	m³ - km	\$ 1,900	90,618.66	\$ 172,175,454
3.02	Derecho de botadero	m³	\$ 4,100	1,896.87	\$ 7,777,183
COSTOS DIRECTOS					\$ 318,393,688

Ilustración 99. Presupuesto de diseño.
Fuente: Elaboración propia

8 CONCLUSIONES

Se concluye y aclara que el estudio realizado en el presente documento, se realizó a partir de los análisis de campo y de la identificación de la problemática de la zona presente en la vereda San Pedro de caparrapí para llegar a proporcionar una potencial solución.

Conforme a lo inspeccionado en la zona de diseño se evaluó su estado determinando así los mecanismos de falla presentes que corresponden a deslizamientos con flujos y movimientos tipo reptación. Así mismo se hizo evidente la necesidad de recuperar la banca de la vía perdida por el movimiento de tierras.

En los estudios y ensayos se encontró que el tipo de suelo en la zona de estudio fue un suelo de material fino acompañado de arena y algunos pequeños clastos de grava embebidos en una matriz arcillosa de color negro, y gris con vetas habanas, que se encuentra a una profundidad promedio de 1.00 metro.

Para realizar el diseño de la obra se tuvo en cuenta las condiciones de la zona de acuerdo con las características propias de suelos encontrados en los sondeos mecánicos, apiques la exploración geofísica. Así como la comparación tanto económica como en dificultad de procesos con la alternativa propuesta por la empresa Geocing S.A.S. y aprobada por su cliente.

Para la determinación de la carga provocada por el tránsito de vehículos en la vía, en el diseño de análisis de cargas para recuperar la bancada se determinó de acuerdo a la visita en campo y al ancho del resto de la vía la cual llevo a la conclusión de ser una vía terciaria estrecha de 4.00m.

El diseño de terraceo y sistema terramesh (tierra armada con muro de contención) fueron propuestos teniendo en cuenta un análisis tanto estático (peso propio del elemento y esfuerzos ejercidos por el material presente en el terreno para estabilizar) como pseudo-estático con un coeficiente horizontal sísmico determinado con ayuda de la Norma sismo resistente colombiana. De esta manera se recomienda un sistema de 43.50 m de longitud y 5.00 m de alto con variación en las capas y colas de refuerzo que lleguen hasta la cara del talud al trasdós del muro.

El reforzamiento del suelo a estabilizar se realiza por medio de la cola de refuerzo que hace parte del mismo sistema y cuya longitud es variable en cada capa.

El sistema de drenaje presentado partió del objetivo de abatir el nivel freático, para estabilizar el terreno sin elevar los costos del proyecto y que actuara de manera eficiente por eso se optó por geodren planar y trincheras drenantes.

El diseño propuesto cumple con el factor de seguridad requerido de 1.5 en condición estática y de 1.05 en condición pseudo-estática, en las dos fases de análisis del proceso constructivo. Fase 1: construcción del terraceo, Fase 2: Construcción del Terramesh System.

El presupuesto del proyecto se evaluó a partir precios unitarios del INVIAS, IDU, ICCU para Cundinamarca y Bogotá; además se tuvieron en cuenta cotizaciones, como la empresa Maccaferri ya que son a quienes se les atribuye el manejo del Terramesh System. Como resultado se obtuvo que el costo total de \$318.393.688.00 COP.

9 BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente. NSR-10. Bogotá, D.C., Colombia.
- F. de Matteis (2003). Geología y Geotecnia – Estabilidad de taludes. Universidad nacional de Rosario. Pdf
- Bowles, E. (1988). Foundation Analysis and Design - 4rd. Ed. - 1004 pp. McGraw-Hill Book Co.
- González Álvaro. (2009) Factores de seguridad ... porque tantos? Escuela colombiana de ingeniería. Bogotá Colombia.
- Geotécnica, A., & taludes, E. (2020). Estabilidad de taludes. consultado 2019, del sitio web <https://www.geostru.eu/es/estabilidad-de-taludes/>.
- Convolución y transformadas. 2020. Consultado en febrero 2020 del sitio web <https://tecdigital.tec.ac.cr/revistamatematica/cursoslinea/EcuacionesDiferenciales/EDO-Geo/edo-cap5-geo/laplace/node7.html>
- García L. Manuel, Moya Julio, Cañón Julio. (1998) Manual de estabilidad de taludes. Santafé Bogotá D.C., Colombia: ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA & INVIAS.
- Carter, M., & Bentley, S. (1991). Correlations of Soil Properties. London: Pentech Press.
- Geosistemas PAVCO. (2018). Manual de Sistemas de Subdrenaje.
- González de Vallejo, L. I. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.
- González, Á. (1999). Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT. X JORNADAS GEOTÉCNICAS DE LA INGENIERÍA COLOMBIANA - SCI - SCG, (págs. 1-12).
- González, Á. (5 - 7 de octubre de 2016). Resistencia no Drenada y Comportamiento a Corto vs Largo Plazo Como Malinterpretaciones en Ingeniería Geotécnica. Undrained Strength and Short Term Vs Long Term Behavior as

Misinterpretations in Geotechnical Engineering. CARTAGENA, Colombia: XV CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTECNIA & II CONFERENCIA INTERNACIONAL ESPECIALIZADA EN ROCAS BLANDAS.

- Muros, Taludes y Terraplenes. (01 de 02 de 2019). Imgeocosta. Obtenido de <https://www.imgeocosta.com/espec-grales-construccion/MUROS,%20TALUDES%20Y%20TERRAPLENES.pdf>
- Ozdemir, S. S. (2011). A Refined Formula for the Allowable Soil Pressure Using Shear Wave Velocities. The Open Civil Engineering Journal, 1-8.
- Ruge, J. E. (2015). Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos In Situ. Tecno Lógicas, 93-104.
- Terzaghi K, B Peck R. (1978). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. (Segunda Edición) España. Editorial EL ATENEO S.A.
- Suárez, J. (2009). Deslizamientos - Técnicas de remediación (Vol. 2). Bucaramanga, Colombia: Jaime Suárez.
- Suarez, J. (2009). Deslizamientos 2 - Técnicas de Remediación. Bucaramanga: Ediciones Universidad Industrial de Santander.