

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica - Geotecnia

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LOS MACIZOS
ROCOSOS DE LA CARRETERA TICACO CANDARAVE
EN LAS PROGRESIVAS: 124+560 A 129+00 KM

TESIS

Presentada por

Bach. Gina Macklina Chambi Tapahuasco

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO GEÓLOGO - GEOTÉCNICO

TACNA - PERÚ

2015

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA**

**“ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LOS MACIZOS
ROCOSOS DE LA CARRETERA TICACO CANDARAVE EN LAS
PROGRESIVAS: 124+560 A 129+000 KM”**

Tesis sustentado y aprobado el 24 de abril del 2015, con el siguiente jurado:

PRESIDENTE


MSc. CONRADO BEDOYA JAEN

MIEMBRO – SECRETARIO


Ing. PIO COILA VALDEZ

MIEMBRO


Ing. FREDY CABRERA OLIVERA

ASESOR DE TESIS

Ing. LUIS CORNEJO NAVARRETTY

DEDICATORIA

*Dedico esta tesis a mi Madrina Yolanda, a mi
hermana Judith y mi Madre por su esfuerzo y
apoyo incondicional que siempre me brindan.*

AGRADECIMIENTO

Primeramente agradezco a Dios, que me dio fuerza y fe para lograr terminar esta investigación. A mi familia, por estar a mi lado en cada momento de mi vida.

A los ingenieros; Dante Morales, Luis Enrique Vargas y a mi hermano Dr. Wilber Chambi por su apoyo total desde los inicios de mi carrera.

Mi especial agradecimiento para los ingenieros Fredy Cabrera, Ismael Rodríguez, por su apoyo incondicional en cada etapa de la investigación.

INDICE

CAPITULO I: CONSIDERACIONES GENERALES	Pag.
1.1. INTRODUCCION	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.3. HIPOTESIS	3
1.4. UBICACIÓN	3
1.5. ACCESIBILIDAD	5
1.6. OBJETIVOS	5
1.6.1. OBJETIVOS GENERALES	5
1.6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	5
1.7. JUSTIFICACION	6
1.8. ANTECEDENTES	7
CAPITULO II: MARCO TEORICO	
2.1. TALUDES	8
2.2. TIPOS DE ROTURAS EN MACIZOS ROCOSOS	9
2.3. FACTORES GENERALES DE LOS DESLIZAMIENTOS	13
2.4. CARACTERIZACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS	14
2.4.1. CARACTERIZACION DE LA ROCA INTACTA	14
2.4.2. DESCRIPCION DE LAS DISCONTINUIDADES	18
2.4.3. PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO	25
2.5. CLASIFICACIONES GEOMECANICAS	29
2.5.1. CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (RMR)	29
2.5.2. CLASIFICACION DE HOEK - BROWN	31
2.6. CRITERIOS DE ROTURA	34
2.6.1. CRITERIO DE ROTURA DE MORH - COULOMB	34
2.6.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK - BROWN	35

2.7. ANALISIS CINEMATICO	40
2.7.1. ANALISIS CINEMATICO PLANAR	40
2.7.2. ANALISIS CINEMATICO EN CUÑA	41
2.7.3. ANALISIS CINEMATICO POR VUELCO	42
2.8. CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS	44
2.8.1. METODO DE EQUILIBRIO LÍMITE	44
CAPITULO III: CARACTERIZACION DEL AREA DE ESTUDIO	
3.1 GEOMORFOLOGIA Y GEOLOGIA REGIONAL	49
3.1.1 GEOMORFOLOGIA REGIONAL	49
3.1.2 GEOLOGIA REGIONAL	50
3.2 GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA LOCAL	54
3.2.1 GEOMORFOLOGIA LOCAL	54
3.2.2 GEOLOGIA LOCAL	55
3.3 GEOLOGIA ESTRUCTURAL LOCAL	61
3.4 SISMOLOGIA	63
3.5 ASPECTO HIDROLOGICO	67
CAPITULO IV: METODOLOGIA	
4.1 TRABAJO DE CAMPO	69
4.1.1 OBTENCION DE DATOS GEOLOGICOS	70
4.1.2 OBTENCION DE DATOS GEOTECNICOS	70
4.2 TRABAJO DE ENSAYOS DE LABORATORIO	72
4.2.1 ENSAYO DE DENSIDAD	72
4.2.2 ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE	73
4.2.3 ENSAYO DE BRASILERO	75

CAPITULO V: CLASIFICACIONES GEOMECANICAS DE MACIZOS ROCOSOS	
5.1 INTRODUCCION	78
5.2 CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (RMR)	78
5.3 CLASIFICACION HOEK – BROWN (GSI)	83
5.4 ANALISIS DE CRITERIOS DE ROTURA	84
5.4.1 CRITERIO DE ROTURA DE MORH-COULOMB	85
5.4.2 CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN	86
CAPITULO 6: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	
6.1. INTRODUCCION	89
6.2 ANALISIS CINEMATICO	90
6.3 CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD	104
6.3.1 METODO DE EQUILIBRIO LÍMITE	104
CONCLUSIONES	120
RECOMENDACIONES	121
BIBLIOGRAFIA	123
ANEXO 1	
ANEXO 2	

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo es prevenir la inestabilidad de los macizos rocosos evaluando su comportamiento estructural y el factor de seguridad, en los tramos ubicados entre las progresivas km 124+560 al km 129+000, de la carretera Ticaco - Candarave. Para realizar este análisis se ha aplicado los métodos convencionales de análisis de estabilidad de taludes y software.

Capítulo I: Se informa sobre los aspectos generales, ubicación, accesibilidad, objetivo y antecedentes.

Capítulo II: Se informa sobre la revisión bibliográfica revisada.

Capítulo III: Se describe sobre la geomorfología, geología, geología estructural, sismología y el aspecto hidrológico presente en el tramo de estudio.

Capítulo IV: Se informa sobre la metodología aplicada en campo y los ensayos realizados.

Capítulo V: Se hace referencia a dos de las clasificaciones geomecánicas más importantes, como es la clasificación geomecánica RMR y el índice de resistencia geológica (GSI). También se hace referencia a los análisis

de criterio de rotura de Hoek-Brown y Mohr - Coulomb, para ello se utilizó como herramienta el software Roc Data.

Capítulo VI: Se realizan los análisis para la estabilidad de taludes, como el análisis cinemático, para el cual se utilizó el software DIPS como herramienta y para el cálculo de factor de seguridad, se aplicó el método de equilibrio límite a la rotura planar y a la rotura en cuña. Finalmente para el análisis por vuelco se utilizó el ábaco de Hoek para condiciones de deslizamiento y vuelco.

ABSTRACT.

The objective of the present study is to prevent instability of rock masses assessing structural behavior and the safety factor in the progressive sections located between km 124 + 560 to km 129 + 000 of the road Ticaco - Candarave. to perform this analysis has been applied conventional methods of slope stability analysis and software.

Chapter I: Provides information on the general aspects, location, accessibility, target and background.

Chapter II: It is the literature review, reports and reviewed.

Chapter III: It is described on the geomorphology, geology, structural geology, seismology and the hydrological aspect, present in the study reach.

Chapter IV: Reports on the methodology used in field trials conducted.

Chapter V: Here mention two of the most important geomechanical classifications, as is the classification RMR geomechanical and geological strength index (GSI), also it is referring to the analysis of failure criterion of Hoek-Brown and Mohr - Coulomb, for it used as a tool Roc Data software.

Chapter VI: The analysis for slope stability and kinematic analysis, for that it used the software DIPS as a tool, besides to calculaties safety factor

used, the balance method limit to rupture planar and rupture wedge.
Finally for analyse by toppling was used the abacus of Hoek, for toppling
with slide conditions.

CAPÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. INTRODUCCION

Las vías de comunicación que se construyen en un país como el nuestro, de una topografía tan accidentada, se ven frecuentemente afectadas por los deslizamientos y derrumbes, estos movimientos crean problemas y dificultan la expansión y conservación de las carreteras.

La falta de previsión, desde el punto de vista geológico y geotécnico para las zonas inestables, ocasiona grandes desembolsos de dinero y pérdidas de materiales por la paralización del tráfico debido a la interrupción de la carretera.

Por otro lado los afloramientos rocosos distribuidos en la naturaleza están constituidos por diferentes tipos de rocas, sobre las cuales se proyectan las diferentes obras de ingeniería, estas rocas por lo general se encuentran fracturadas, diaclasadas y tienen diferentes rumbos y buzamientos.

Si al realizar los cortes o excavaciones de la carretera, no se les da los adecuados ángulos de corte para los taludes, se habrá mal gastado tiempo y dinero por qué no se garantiza un buen diseño constructivo ni el éxito final de la obra. Por lo tanto es necesario realizar las investigaciones en campo (in situ) y ensayos de laboratorio, para determinar las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura que van a permitir realizar el análisis de estabilidad para obtener el ángulo del talud adecuado.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El área de investigación se desarrolla en la carretera Ticaco Candarave, está en las progresivas; km 124 +560 al km 129+000 donde las condiciones geológico estructurales, originan la presencia de inestabilidades de talud en los macizos rocosos, que ocasionan inseguridad en el transito libre tanto peatonal como vehicular, las que pueden ocasionar pérdidas humanas y económicas.

Por consiguiente se plantea la siguiente pregunta, ¿Qué factores de seguridad se tiene en los taludes de los macizos rocosos de la carretera Ticaco -Candarave (km 124+560 – km 129+000)?.

1.3. HIPOTESIS

Mediante el estudio geomecánico, el cual consiste en determinar los parámetros geomecánicos para luego realizar el cálculo de factores de seguridad y posteriormente determinara los ángulos óptimos para los taludes, de tal manera que podamos prevenir la inestabilidad y fallamientos en las diferentes clases de macizos rocosos.

Por consiguiente es de importancia realizar el estudio geomecánico para el control estructural y así lograr prevenir los diferentes tipos de inestabilidad de los taludes.

1.4. UBICACIÓN

El área de estudio se encuentra ubicada políticamente entre las Provincias de Tarata y Candarave, de la región de Tacna. El tramo de la carretera se inicia en el km 97+530 (salida de Ticaco) y culmina en el km 164+155 km (Candarave), con una longitud total de 66,625 kilómetros.

La zona de estudio se inicia en la progresiva km 124+560 de la carretera en mención hasta el km 129+000.

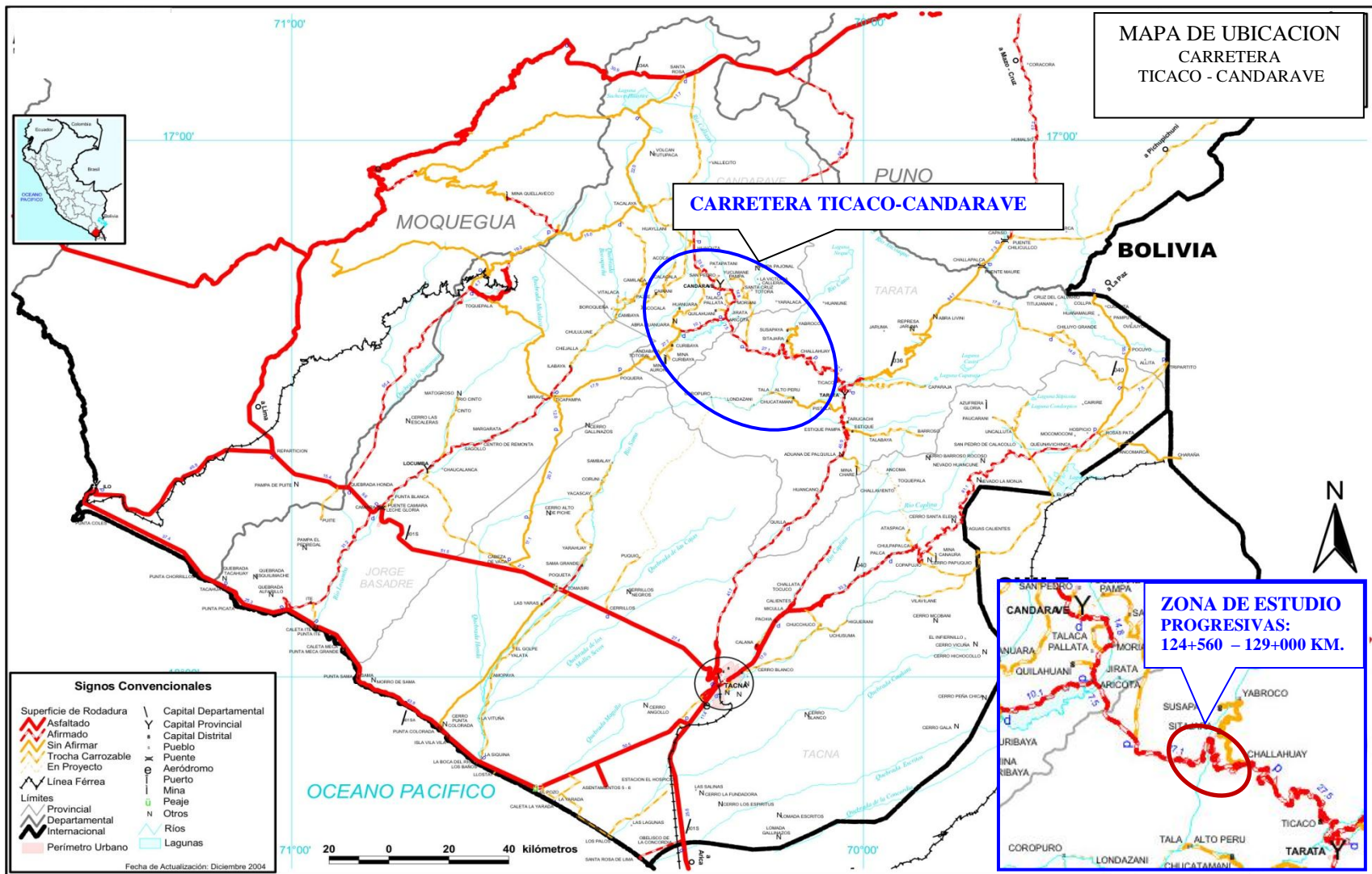
Geográficamente se encuentra ubicada entre las coordenadas WGS'84:

8 076 550 N – 379 475 E

8 076 424 N – 378 130 E

Altitudinalmente se encuentra ubicada en la cota máxima de 2,921 m.s.n.m. y la mínima 2,962 m.s.n.m.

A continuación se presenta el plano de ubicación de la zona de estudio (elaborado por el Gobierno Regional de Tacna).



1.5. ACCESIBILIDAD

El acceso principal desde la ciudad de Tacna es a través de la Carretera Tacna – Tarata, y posteriormente Tarata -Ticaco (con una distancia aproximada de 97 km), totalmente asfaltadas. A unos 28,5 km aproximadamente, desde el poblado de Ticaco, se inicia la zona de estudio desde la progresiva km 124+560 hasta la progresiva km 129+000 de la carretera Ticaco - Candarave.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo General

Realizar el estudio geotécnico de los taludes en los macizos rocosos de la carretera Ticaco - Candarave, mediante parámetros geomecánicos a fin de evitar movimientos de masa en rocas.

1.6.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos conducen al logro del objetivo general y son:

- Realizar un estudio geomecánico de macizo rocoso.
- Determinar los parámetros geomecánicos del macizo rocoso.

- Realizar análisis estereográficos que conlleven a determinar el tipo de ruptura (inestabilidad) a existir en los macizos rocosos.
- Determinar los factores de seguridad de los taludes en macizo rocoso, haciendo uso de programas computacionales del grupo Rockscience.
- Determinar la geometría del talud final, en base a los resultados de factores de seguridad.

1.7. JUSTIFICACION

Una inestabilidad de ladera es normalmente un fenómeno que puede traer altos costos en la construcción de una carretera, la misma que debe ser considerada como una parte vital en los proyectos viales.

Toda vez que una inestabilidad de un talud, en la carretera Ticaco-Candarave (km 124+560 – km 129+000), puede afectar la estabilidad física de la estructura del pavimento.

Por lo que se hace necesario determinar los ángulos de inclinación óptimos en los taludes de los macizos rocosos.

1.8. ANTECEDENTES

La información existente en lo referente a la zona de estudio es:

- Referente a estudios en la especialidad de geología, tenemos la geología de los Cuadrángulos de Tarata, Boletín N° 11, Comisión Carta Geológica Nacional, INGEMMET. J. Wilson y W. García, 1965.

- Referente a estudios geológicos geotécnicos, se cuenta con el estudio de factibilidad de la carretera Tarata – Candarave.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

Para mejor entendimiento de este trabajo de investigación, se presenta una revisión bibliográfica de los principales conceptos y propiedades, al tema de estabilidad de taludes en macizos rocosos.

2.1. TALUDES

Se entiende por taludes a las superficies inclinadas respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería.

Los problemas que presenta la estabilidad de taludes, tanto naturales como excavados, han sido objeto de análisis en varios dominios de la actividad humana y en especial de la ingeniería geológica, pues está presente en la mayoría de las actividades constructivas o extractivas.

El término más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el de deslizamiento. Dicho termino, de aceptación muy extendida, implica movimientos de masas formadas por diferentes tipos de materiales: roca, suelo, rellenos artificiales o

combinaciones de los mismos, a través de una superficie de rotura determinada.

Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos.
- Suelos.
- Materiales de relleno.

En este trabajo, solo se expondrán las características en los deslizamientos de macizos rocosos, por ser el material donde se desarrolló la investigación.

2.2. TIPOS DE ROTURAS EN MACIZOS ROCOSOS

Según Hoek- Brown, desde el punto de vista mecánico, los diferentes tipos de movimientos están acondicionados por el grado de fracturación del macizo rocoso y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud, quedando la estabilidad definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa.

Las clases de roturas más frecuentes en los taludes en roca, según Luis I. Gonzales de Vallejo en su libro Ingeniería Geológica son: rotura planar, rotura en cuña, rotura por vuelco de estratos, y rotura circular.

a. Rotura Planar

Se produce siguiendo una discontinuidad con dirección aproximadamente igual a la del talud, pero que buza menos que este, quedando descalzado por tanto un prisma de roca. Normalmente requiere superficies laterales de desgaste.

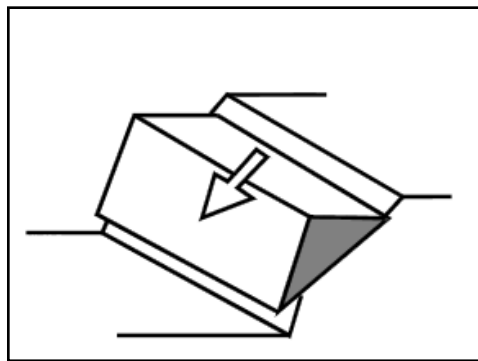


Figura 2.1 Representación de rotura planar (E. Hoek & Bray, 1973)

b. Rotura en Cuña

Se produce cuando dos planos de discontinuidades se interceptan, estos dos planos forman una cuña, de manera que la línea de intersección de estos planos tiene un buzamiento

inferior al ángulo del talud, lo que descalza un tetraedro o cuña de roca que podrá eventualmente deslizar.

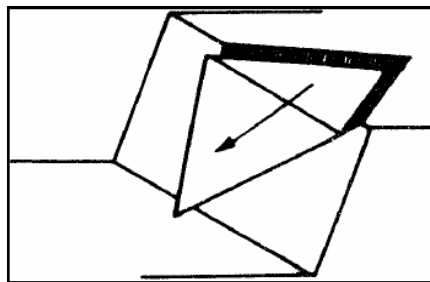


Figura 2.2. Representación de rotura en cuña (E. Hoek & Bray, 1973)

c. Rotura por vuelco

Este tipo de deslizamiento se produce si se tiene una familia de discontinuidades muy persistentes y relativamente poco espaciado, donde los estratos presentan buzamientos contra la inclinación del talud y dirección paralela y sub paralela al del talud. En general los estratos aparecen fracturados en bloques a favor de discontinuidades ortogonales entre sí, permitiendo la formación de una base escalonada sobre la que vuelcan los bloques de roca que se formen.

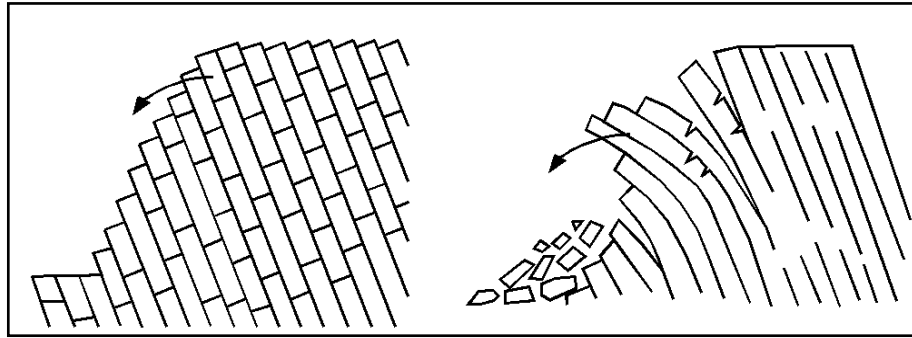


Figura 2.3. Representación de taludes con estructura favorable al vuelco de estratos. (Luis I. Gonzales de Vallejo).

d. Rotura circular

La rotura circular suele tener lugar en macizos rocosos de muy mala calidad o intensamente fracturados, donde los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico. En este caso el macizo se comporta como un suelo por lo que la rotura por deslizamiento se produce siguiendo una trayectoria circular.



Figura 2.4. Representación rotura circular en macizos rocosos intensamente fracturados. (Luis I. Gonzales de Vallejo).

2.3. FACTORES GENERALES DE LOS DESLIZAMIENTOS

Toda inestabilidad es consecuencia de la ruptura de las condiciones de equilibrio límite en un talud.

La gran variedad de movimientos de deslizamientos en los taludes es reflejo de la diversidad de factores que pueden ser intrínsecas o extrínsecas al material.

a. Factores Intrínsecos

Son factores que condicionan al material para que se produzcan movimientos en los taludes, se refiere a las propiedades de resistencia bajas del material, existencia de discontinuidades orientadas desfavorablemente o meteorizadas, presencia de material blando e incompetente, etc.

b. Factores Extrínsecos

Es decir toda la fuerza externa que se ejerce sobre el material aumentando las fuerzas desestabilizadoras.

La mayor parte de los deslizamientos son provocados por un factor desencadenante extrínseco como:

- Excavaciones (el cambio en la geometría)
- El agua (causando la saturación del material)

- Movimientos sísmicos o voladuras (dan lugar a la aplicación de cargas dinámicas).
- Sobre cargas (es la aplicación de cargas estáticas sobre el talud, incrementando el peso sobre el terreno natural).

2.4. CARACTERIZACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS

La caracterización de un macizo rocoso constituye la fase inicial en todo estudio geológico-geotécnico e implica la descripción de las características particulares que intervienen y que juegan un papel importante en el comportamiento geomecánico del macizo rocoso frente a procesos de desestabilización.

A continuación se describirán los elementos de análisis para la caracterización de un macizo rocoso.

2.4.1. CARACTERIZACION DE LA ROCA INTACTA

También llamada Matriz rocosa ó Roca matriz, es el material sin discontinuidades, o bloque de roca entre discontinuidades. Se caracteriza por su litología, grado de meteorización y resistencia.

a. Litología

Se refiere a la clasificación de acuerdo a su origen, (ígneas, sedimentaria y metamórfica), esta información es usada principalmente para identificación, a menudo brinda una general indicación del tipo de comportamiento.

b. Grado de meteorización

Se denomina meteorización de las rocas, a las modificaciones o alteraciones en su composición o estructura por la acción de los agentes atmosféricos.

La importancia de la meteorización desde el punto de vista de la mecánica se debe a que produce profundos cambios en las propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos, modificando sus propiedades como; su peso específico, densidad seca, porosidad y resistencia.

TERMINO	DESCRIPCION
Sana	No existe evidencia de cualquier alteración química o mecánica
Ligeramente Meteorizada	Ligera decoloración en la superficie. De ser posible debe mencionarse el mineral al que está asociado dicha decoloración
Moderadamente Meteorizada	Decoloración evidente. Superficie moteada y alterada, llegando incluso a presentarse por debajo de la superficie de la roca.
Altamente Meteorizada	Decoloración total. La alteración de la roca se extiende por casi todo el bloque o pieza considerada.
Desintegrada	La roca se ha meteorizado a la condición de un suelo, con vestigios de la textura original. La roca es friable pero los granos minerales no se han descompuesto.

Tabla 2.1. Descripción de meteorización de la roca intacta (Duquen – Escobar, 1998).

c. Resistencia

Cada roca se caracteriza por su textura, resistencia y estructura.

Pero lo que mayor influencia tiene en una roca es la naturaleza de sus minerales y la resistencia de sus constituyentes.

La resistencia de la matriz rocosa o roca intacta, es normalmente caracterizado a través de ensayos de laboratorio.

El dato correcto es la resistencia a compresión simple, medida en laboratorio.

Pero muchas veces es necesario estimar la resistencia en campo con el martillo geológico y una navaja de acuerdo con las indicaciones de la siguiente tabla 2.2.

GRADO	DESCRIPCION	IDENTIFICACION DE CAMPO	RESITENCIA A COMPRESION SIMPLE (Mpa)
R0	Extremadamente débil	Se puede penetrar con el dedo pulgar	0.25 - 1.0
R 1	Muy débil	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede cortarse con una navaja	1.0 - 5.0
R 2	Débil	Puede cortarse con dificultad con una navaja; se puede hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo	5.0 - 25
R 3	Medianamente resistente	No se puede cortar con una navaja; las muestras se pueden romper con un golpe firme con el martillo.	25 - 50
R 4	Resistente	Se necesita más de un golpe con el martillo geológico para romper la muestra.	50 - 100
R 5	Muy resistente	Se necesita muchos golpes con el martillo geológico para romper la muestra.	100 - 250
R 6	Extremadamente Resistente	Solo se puede romper esquirlas de la muestra con el martillo	> 250

Tabla 2.2. Estimación de las rocas mediante el martillo de geólogo y una navaja. (Brown, 1981).

2.4.2. DESCRIPCION DE LAS DISCONTINUIDADES

Según Luis, I Gonzales de Vallejo, las discontinuidades son planos de debilidad en el macizo rocoso, también referidos a cualquier plano de separación en el macizo rocoso, a lo largo de las cuales es más factible la rotura.

Al referirse a discontinuidades se hace aplicable a diaclasas o juntas, planos de estratificación, superficies de laminación, planos de esquistosidad, superficies de contacto litológico, fallas, etc.

Las características geomecánicas de las discontinuidades que más influyen en su comportamiento son: orientación, espaciamiento, continuidad o persistencia, rugosidad, resistencia de las paredes, abertura, relleno y filtraciones.

A continuación se irán tratando brevemente cada uno de estos puntos.

a. Orientación

En geotecnia, la tendencia es definir las discontinuidades por la dirección de buzamiento y el buzamiento, en lugar de rumbo y buzamiento. Así, por ejemplo, 240/20 indica que la dirección de buzamiento es 240° y el buzamiento 20°, con tres cifras el primero y dos cifras el segundo.

El buzamiento se define como la pendiente del plano con la horizontal y la dirección de buzamiento se mide desde el norte verdadero en el sentido de las agujas del reloj.

b. Espaciamiento

El espaciamiento es la distancia perpendicular entre discontinuidades de un mismo set o familia. El espaciado de discontinuidades adyacentes controla el tamaño de bloques individuales de roca intacta, la permeabilidad del macizo rocoso y la circulación de agua. En la medida que la frecuencia de fracturas es mayor, la cohesión global del macizo es menor.

El espaciado puede ser expresado como el inverso del número de discontinuidades por metro que lo que se denomina frecuencia.

Para describir el espaciado se puede utilizar la siguiente terminología que ha sido recomendada por la Romana 1992.

Tabla 2.3.

DESCRIPCION	ESPACIAMIENTO (mm)	CONDICION DEL MACIZO
Extremadamente cerrado	< 60	Solido
Cerrado	60 - 200	Masivo
Moderado	200 - 600	bloques/ estratos
Espaciado	600 - 2000	Fracturado
Muy espaciado	> 2000	Muy fracturado

Tabla 2.3. Terminología para el espaciamiento de discontinuidades (Romana, 1992).

c. Persistencia

Este término describe la extensión o tamaño de las discontinuidades. Puede ser cuantificada observando su longitud en las superficies expuestas del talud.

Las longitudes de las discontinuidades se pueden clasificar por el tamaño mediante la terminología de persistencia o continuidad recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM).Tabla 2.4.

PERSISTENCIA	LONGITUD (m)
Muy baja persistencia	< 1
Baja persistencia	1 - 3
Persistencia Media	3 - 10
Alta persistencia	10 - 20
Muy alta persistencia	> 20

Tabla 2.4. Terminología de persistencia (ISRM, 1981).

d. Rugosidad

La rugosidad de una discontinuidad es el factor determinante de la resistencia al cizallamiento. Su influencia disminuye al aumentar la abertura, el espesor de relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad. La ISRM (Brown 1981), propone una clasificación con dos escalas de observación para determinar la rugosidad de las discontinuidades; la escala intermedia (comprende tres grados de rugosidad: escalonada, ondulada y plana.), la escala pequeña (rugosa, lisa o suave y pulida o espejo de falla).

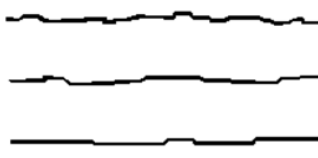
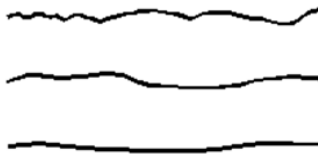
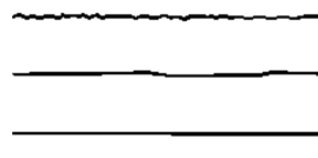
DESCRIPCION	PERFIL
1. Rugosa	
2. Suave	
3. Pulida	
	Escalonada
1. Rugosa	
2. Suave	
3. Pulida	
	Ondulada
1. Rugosa	
2. Suave	
3. Pulida	
	Plana

Figura 2.5. Tipos de Rugosidades (ISRM, Brown 1981).

e. Resistencia de la Pared de la Discontinuidad

La resistencia a la compresión de las paredes, depende de la existencia o no de relleno, generalmente la meteorización afecta en mayor grado a los planos de discontinuidad que a la matriz rocosa. Existen dos procedimientos para caracterizar la resistencia de las paredes de una discontinuidad; la prueba con el Martillo de Schmidt (Con este dispositivo se aplica sobre la superficie de la roca, para determinar la dureza al rebote de la masa sobre el punzón que está en contacto con la roca) y la prueba de índices manuales (estas pruebas deben ser realizadas en las paredes de las discontinuidades de acuerdo con las indicaciones de la tabla 2.2.).

f. Abertura

Es la distancia perpendicular que separa las paredes de una discontinuidad abierta. Aunque la medición real es muy difícil, la clasificación RMR utiliza una escala muy simplificada:

- Cerradas; menos de 0.1 mm (que es la distancia mínima que puede apreciar el ojo humano).

- Algo abiertas: de 0.1 a 1 mm, los bordes se ponen en contacto con un pequeño desplazamiento de corte.
- Abiertas; de 1 a 5 mm, los bordes se ponen en contacto después de un desplazamiento apreciable de corte.
- Muy abiertas; más de 5 mm, los bordes se ponen en contacto solo después de un gran desplazamiento de corte.

g. Relleno

Se define como relleno al material que ocupa el espacio entre las paredes adyacentes de una discontinuidad, por ejemplo: cuarzo, clorita, yeso, arcilla, limo, etc.

h. Filtraciones

Es el agua en el interior de un macizo rocoso. Generalmente la circulación de agua en los macizos rocoso se realiza principalmente a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria). En las siguientes tablas se presenta unas escalas descriptivas, propuesta por ISMR (Brown, 1981), para evaluar el grado de filtración de una discontinuidad.

DISCONTINUIDAD SIN RELLENO	
GRADO DE FILTRACION	DESCRIPCION
I	La discontinuidad está muy cerrada y seca. El flujo de agua por la misma no parece posible.
II	La discontinuidad está seca y no hay evidencia de flujo de agua.
III	La discontinuidad está seca. Pero muestra evidencia de flujo de agua, por ejemplo, moho descolorido, etc.
IV	La discontinuidad esta húmeda pero no se observa circulación de agua.
V	La discontinuidad muestra filtraciones de agua, gotas de agua ocasionales, pero no flujo continuo.
VI	La discontinuidad muestra un flujo continuo de agua.(hay que estimar el caudal en l/min y describir la presión, por ejemplo: baja, media o alta.

Tabla 2.6. Grado de filtración de una discontinuidad sin relleno.

DISCONTINUIDAD CON RELLENO	
GRADO DE FILTRACION	DESCRIPCION
I	Los materiales de relleno están fuertemente consolidados y secos, parece muy improbable la aparición de un flujo debido a que la permeabilidad es muy baja.
II	Los materiales de relleno están húmedos, pero no circula agua.
III	Los materiales de relleno están húmedos, con gotas ocasionales de agua.
IV	Los materiales de relleno muestran signos de lavado, con flujo continuo de agua.(se debe estimar el caudal en litros/minuto)
V	Los materiales de relleno están lavados localmente, hay un considerable flujo de agua a lo largo de loa canales de erosión. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y la presión: baja, media o alta).
VI	Los materiales de relleno están completamente erosionados por el agua, que circula a presiones muy elevadas, especialmente en los afloramientos. (Se debe estimar el caudal en litros/minutos y describir la presión).

Tabla 2.7. Grado de filtración de una discontinuidad con relleno.

2.4.3. PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO

a. Grado de Meteorización del Macizo Rocoso

La evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realiza por observación directa al afloramiento, como un solo elemento. La siguiente tabla esta propuesta por ISMR (Brown, 1981), para evaluar el grado de meteorización del macizo rocoso.

GRADO	TERMINO	DESCRIPCION
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente Meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso esta decolorado por meteorización.
III	Moderadamente Meteorizado	Menos de la mitad del material rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente Meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo.
V	Completamente Meteorizado	Todo el macizo aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo Residual	Todo el macizo se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo rocoso y la fabrica del material.

Tabla 2.8. Grado de meteorización del macizo rocoso (ISRM, 1981)

b. Tamaño de Bloque (Jv) y Grado de Fracturamiento (índice RQD).

El tamaño de los bloques se puede expresar mediante el índice volumétrico de discontinuidades (Jv). En tales casos se define como el índice de diaclasamiento (Jv):

$$Jv = (N1/L1) + (N2/L2) + \dots + (Nn/Ln)$$

Jv = Al número total de discontinuidades que intercepta una longitud (L).

λ = numero de discontinuidades/ L (m).

λ = 1/ espaciamiento medio de discontinuidades (m).

GRADO DE FRACTURACION DEL MACIZO ROCOSO	DESCRIPCION DEL TAMAÑO DEL BLOQUE	Jv (diaclasas/m ³)
Masivo	Bloque considerablemente grandes	< 0,3
Muy Ligeramente fracturado	Bloques muy grandes	0,3 - 1
Ligeramente fracturado	Bloques grandes	1 - 3
Moderadamente fracturado	Bloques medianos	3 - 10
Fuertemente fracturado	Bloques pequeños	10- 30
Considerablemente fracturado	Bloques muy pequeños	30 - 100
Triturado	Bloques considerablemente pequeños	> 100

Tabla 2.9. Grado de fracturación y descripción del tamaño de bloques (Palmstrom, 1995)

El índice RQD; fue definido por Deere como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud.

Para el área de mapeo , Palmstrom (1982) sugirió que el RQD, puede ser estimado a partir de discontinuidades por unidad de volumen. Esta relación es la siguiente:

$$RQD = 115 - 3,3 J_v$$

$$RQD = 100 \text{ para } J_v < 1,5$$

Bieniawski 1989, indica que se puede estimarse el RQD en los afloramientos a partir de la correlación del RQD entre el espaciado medio (mm).

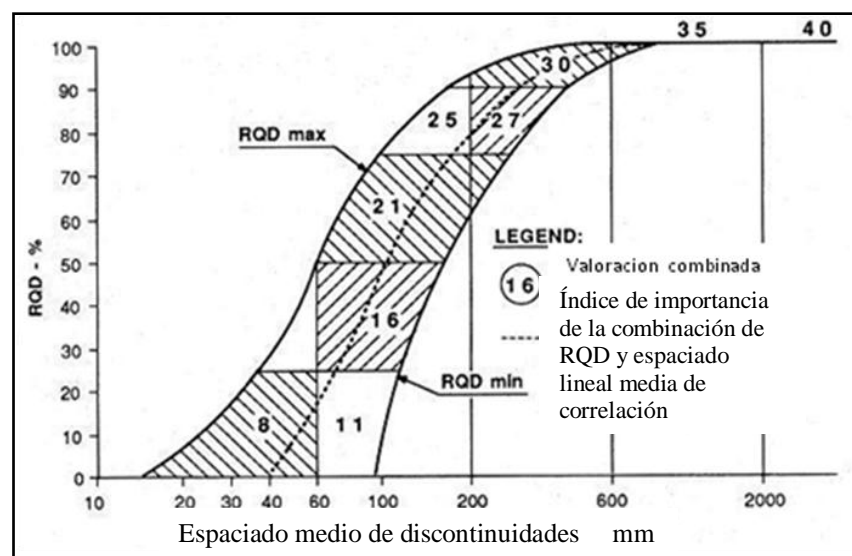


Figura 2.6. Correlación entre RQD y el espaciado (Bieniawski 1973)

El espaciado medio viene dado por la longitud (L) entre el número de discontinuidades.

c. Número de Familias de Discontinuidades

El comportamiento mecánico, como la apariencia del macizo rocoso es dominado por el número de familias de discontinuidades que se interceptan entre sí. El comportamiento mecánico se afecta porque el número de familias determina la extensión en la cual el macizo rocoso puede deformarse. La apariencia del macizo es afectada por que el número de familias determina el grado de sobre excavación que tiende a ocurrir cuando se excava con explosivos.

GRADO	DESCRIPCION
I	Masivo, discontinuidad ocasional aleatoria
II	1 Familia
III	1 Familia más una aleatoria
IV	2 Familias
V	2 Familias más una aleatoria
VI	3 Familias
VII	3 Familias más una aleatoria
VIII	4 o más familias
IX	Roca triturada

Tabla 2.10. Descripción del grado de diaclasamiento (ISRM, 1981)

2.5. CLASIFICACION DE GEOMECHANICAS

2.5.1. CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (RMR)

El sistema de valoración del macizo rocoso (RMR), más conocido como la clasificación geomecánica RMR , fue desarrollado por Bieniawski durante 1972 y 1973, con actualizaciones en 1976 y 1989. Es uno de los más utilizados en la práctica, ingenieril, tales como túneles, minas y taludes.

Los parámetros utilizados para clasificar un macizo rocoso utilizando el sistema RMR son los siguientes:

- a. Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.
- b. Índice de la calidad de la roca (RQD), en afloramientos se puede seleccionar la correlación de Palmstron o de Bieniawski.
- c. Espaciado entre discontinuidades.
- d. Condición de las discontinuidades.
- e. Condición de la infiltración de agua.

El rango de RMR es de 0-100, corresponde esta magnitud a la máxima calidad y clasifica a la masa rocosa en cinco clases posibles (tabla 2.13).

Parámetros		Rango de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	>10	4 - 10	2 -4	41306	Se requiere pruebas de compr. uniaxial.		
			MPa	MPa	MPa	MPa			
		Resist. Comp. Uniax.	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 -5	< 1
			MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
	Puntaje	15	12	7	4	2	1	0	
2	Espaciamiento de las discontinuidades	90 – 100 %	75 – 90 %	50 – 75 %	25 – 50 %	< 25 %			
	Puntaje	20	17	13	8	3			
3	Espaciamiento de discontinuidades	> 2 m	0.6 – 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
	Puntaje	20	15	10	8	5			
4	Condición de discontinuidades.	persistencia	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Puntaje	6	4	2	1	0		
		Abertura	Ninguna	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Puntaje							
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Lig. Rugosa	Lisa	Sup. Pulida		
		Puntaje	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Blando < 5 mm	Blando >5 mm		
		Puntaje							
		Meteorización	Inalterada	Ligeramente Meteorizada	Moderadamente Meteorizada	Altamente Meteorizada	Descompuesto		
		Puntaje	6	5	3	1	0		
		Puntaje	30	25	20	10	0		
5	Agua Subteranea	Flujo para 10 m de túnel (l/m)	Ninguno	< 10	oct-25	25 - 125	> 125		
		Presión de agua en la discontinuidades/esfuerzo principal mayor	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5		
		Condiciones generales	Completamente seco	Húmedo	Mojado	goteo	flujo		
		Puntaje	15	10	7	4	0		

Tabla 2.11. Parámetros de clasificación RMR (Bieniawski, 1989).

Dirección y Buzamiento		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Puntaje	Túneles y minas	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Cimientos	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Taludes	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Tabla 2.12. Corrección por orientación de las discontinuidades (Bieniawski, 1989).

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca pobre	Roca muy pobre
Puntaje	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21

Tabla 2.13. Clasificación del macizo rocoso (Bieniawski, 1989)

2.5.2. CLASIFICACION DE HOEK - BROWN (GSI)

La clasificación del índice de resistencia geológica, (GSI), fue desarrollado por Hoek y Brown en 1994, el cual introduce un nuevo índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos, cuyo rango numérico está comprendido entre 0 y 100, se basa en estimaciones cualitativas (observación cuidadosa del macizo rocoso), por lo que no es necesario un trabajo de cálculo.

Este método se basa en la interpretación visual del macizo en campo, usando como referencia una tabla (tabla 2.14). La clasificación consiste en definir dos parámetros. El primero consiste en la estructura de la masa rocosa, (tamaño y forma de los

bloques) y el segundo, mide las características de la condición de las superficies de las discontinuidades (grado de rugosidad y alteración).

Hoek recomienda para masa rocosas con $GSI > 25$, se puede realizar una estimación a partir del RMR de Bienniaowski, omitiendo el factor de orientación de las discontinuidades y considerando al factor del agua en condiciones secas

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS				
<p>Estime el valor tipo GSI considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades.</p> <p>NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es mas realista que realizar $GSI = 35$. <u>Note que en la tabla NO es aplicable a problemas de control estructural.</u> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlan el comportamiento del macizo rocoso</p> <p>En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podria ser afectada por la humedad, debe considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado del GSI.</p> <p>La presión del agua no se considera al evaluar el rango GSI, ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.</p>						
ESTRUCTURA DEL MACIZO		DISMINUYE LA CALIDAD →				
	INTACTA O MASIVA Probeta de roca inalterada Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras	90			NA	NA
	BLOCOSA Macizo con 3 sets de estructuras que definen bloques cúbicos, bien trabados entre si	80			50	40
	MUY BLOCOSA Macizo con 4 sets de estructuras o más que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.	70				30
	BLOCOSA VETEADA Macizo plegados y con bloques angulosos formados por la interseccion de mucha estructuras. Los planos de estratificacion y/o esquistocidad son persistentes.	60				20
	DESINTEGRADA Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados pobremente trabados					10
	LAMINADA / CIZALLADA Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistocidad), muy poco espaciados entre si y que no definen bloques	NA	NA			
DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES ↓						
		MUY BUENA Muy rugosa, cajas frescas o no intemperizadas.				
		BUENA Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas				
		REGULAR Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas				
		MALA Pulidas, cajas meteorizadas, con pálmias o con rellenos y/o fragmentos angulosos.				
		MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pálmias o con rellenos de arcilla blanda.				

Tabla2.14 clasificación del índice del GSI

2.6. CRITERIOS DE ROTURA

2.6.1. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR – COULOMB

Este criterio de rotura postula que la resistencia de las rocas tienen dos componentes: cohesión y fricción, siendo esta última dependiente de la tensión efectiva normal sobre el plano de rotura.

Según esta teoría la resistencia al corte que puede desarrollar una roca en un plano que forma un ángulo β , con la tensión principal menor, σ_3 , se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi$$

Donde:

τ = Resistencia al corte

C = Cohesión

σ_n = Tensión efectiva normal

ϕ = Angulo de fricción

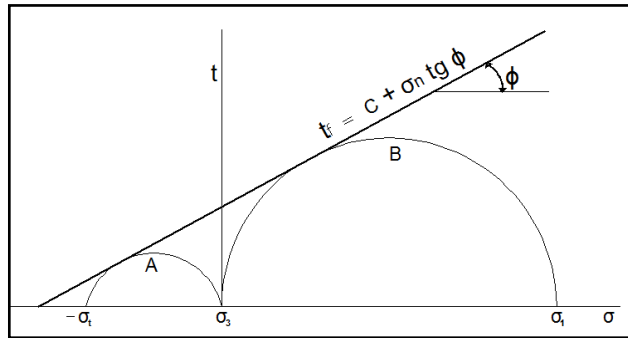


Figura 2.7 Criterio empírico de rotura definido por la envolvente a los círculos de Mohr en la rotura: tracción (A), compresión no confinada.

2.6.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK – BROWN

Fue propuesto por Hoek y Brown (1980), es un criterio empírico de rotura no lineal, válida para evaluar las resistencias del macizo rocoso como un todo. A continuación se explica el criterio de rotura de su última versión de Hoek- Brown generalizado, esto se realiza porque será de interés para el desarrollo de esta tesis.

Para la aplicación de este criterio de rotura, se requiere 3 parámetros:

- Resistencia a la compresión simple de la roca
- Constante m_i de la roca intacta.
- GSI del macizo rocoso.

Este criterio de rotura se expresa con la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma_3 + S}{\sigma_1} \right]^a$$

Donde:

σ_1 = Tensión principal mayor.

σ_3 = Tensión principal menor de la rotura.

σ_{ci} = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

m_b, s = constantes que dependen de las propiedades de las rocas y el grado de fracturamiento antes de ser sometida a las tensiones σ_1, σ_3 .

m_i = constante del material rocoso.

En el caso que el macizo rocoso haya sido alterado por la voladura, se añade otro parámetro D (grado de perturbación de macizo), ver tabla 2.15.

Las constantes $m_b, S,$ y a son definidas por las siguientes

ecuaciones :

$$m_b = m_i \exp \left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right]$$

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Mediante la siguiente formula se conoce el comportamiento global de macizo rocoso (σ_{cm}).

$$\sigma_{cm} = \frac{[m_b + 4S - a(m_b - 8S)] (m_b/4 + S)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

En la última versión de Hoek (2002), establece las fórmulas para el cálculo de los parámetros de resistencia en función de la aplicación específica considerando para taludes y túneles. En este caso seleccionaremos para calcular σ_{3max} en taludes.

$$\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = \frac{0.72 (\sigma_{cm})^{-0.91}}{(\gamma H)}$$

Donde:

σ_{cm} = Resistencia del macizo rocoso

γ = Peso específico del macizo

H = Altura del talud

Para determinar el ángulo de fricción (ϕ) y las cohesiones (C) del macizo se aplicara la siguiente ecuación:

$$\phi = \arcsin \left(\frac{6 a m_b (S + m_b \sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 a m_b (S + m_b \sigma_{3n})^{a-1}} \right)$$

$$C = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)S + (1-a)m_b \sigma_{3n} \right] (S + m_b \sigma_{3n})^{a-1}}{(a+1)(1-2a) \left[1 + (6 a m_b (S + m_b \sigma_{3n})^{a-1}) (1+a)(1+2a) \right]^2}$$

Donde:

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci}$$






Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D 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 voladura) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contraboveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D = 0 D=0.5
	Voladura de muy mala calidad es un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso.	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 muestran en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión 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 oruga y el grado de afectación a los taludes será menor.	D= 1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Tabla 2.15. Guía para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown, (Hoek 2002)

2.7. ANALISIS CINEMATICO

Esta denominación es realiza por medio del análisis estereográfico, de la fábrica estructural, que se denomina análisis cinemático (Piteau y Peckover).

Es un método gráfico por medio del cual los datos tridimensionales de planos (dirección y buzamiento), pueden ser analizados en dos dimensiones sobre una plantilla estereográfica, para tal efecto existe dos tipos de plantillas de proyección estereográficas; una es la plantilla de Schmidt y la otra es de Wulff.

2.7.1. ANALISIS CINEMATICO PLANAR

Según Turne y Schuster (1996), se debe considerar las siguiente condiciones estructurales necesarias para que se produzca este tipo de rotura.

- La dirección de buzamiento de la discontinuidad deberá ser similar a la dirección de buzamiento del talud (entre unos 20° aproximadamente), es decir que la dirección de buzamiento estará dentro de los 20° más aproximados de la dirección del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad deberá ser menor que el del talud y del plano de falla deberá cortar la cara libre del talud.

- El buzamiento de la discontinuidad deberá ser mayor que el ángulo de fricción de las superficies de contacto entre sus caras.

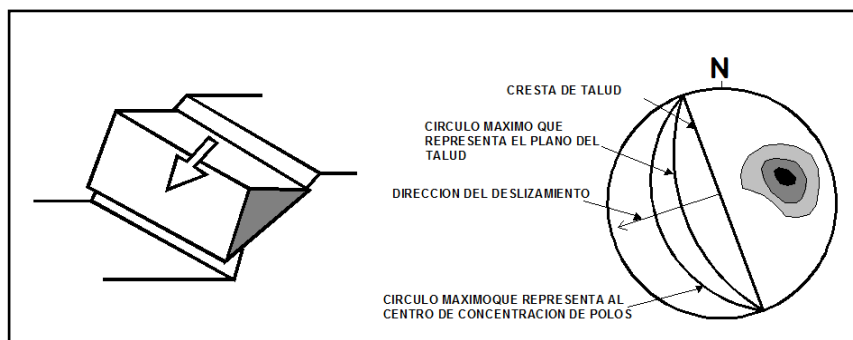


Figura 2.8. Representación estereográfica de una rotura plana.
(Hoek y Bray,1981)

2.7.2. ANALISIS CINEMATICO EN CUÑA

Según Turne y Schuster (1996), este tipo de rotura está definida por la orientación de la línea de intersección de los planos de forman la cuña.

Para que se produzca la rotura en cuña, es necesario que se presente las siguientes condiciones:

- Trayectoria de la línea de intersección próxima a la dirección de buzamiento de la cara del talud.
- El ángulo de buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el buzamiento del talud.

- El buzamiento de la línea de la intersección mayor que el ángulo de fricción de la superficie de las caras.

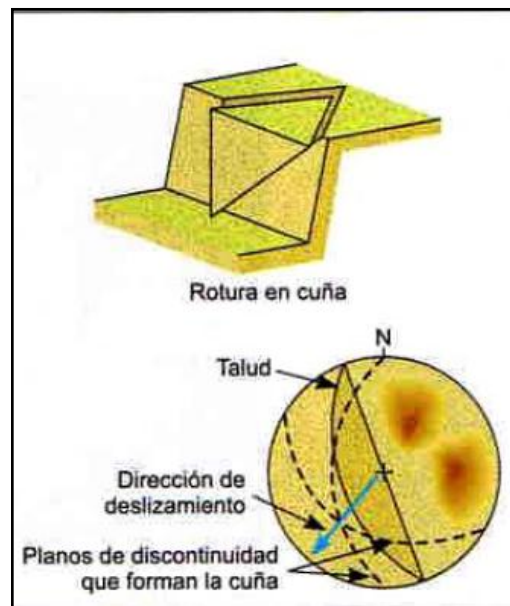


Figura 2.9. Representación estereográfica de una rotura en cuña.
(Hoek y Bray,1981)

2.7.3. ANALISIS CINEMATICO POR VUELCO

Para que se produzca la por vuelco, es necesario que se presente las siguientes condiciones:

- Dirección de buzamiento de la bloques aproximadamente paralelo al talud, con diferencias entre $15^\circ - 30^\circ$ (por lo general 20°).
- El buzamiento de los bloques o capas paralelas, mayor que el de la cara del talud.

- Para que se presente deslizamiento entre capas (Goodman, 1980, citado por Turner y Shuster, 1996), la normal al plano de volcamiento debe tener una inclinación menor que la diferencia existente entre el buzamiento de la cara del talud y el ángulo de fricción de la superficie, es decir:

$$(90^\circ - \psi_p) \leq (\psi_f - \phi_p)$$

Donde:

ψ_p = Buzamiento de los planos, diaclasas.

ψ_f = Buzamiento de la cara del talud.

ϕ_p = Ángulo de fricción a lo largo de los planos.

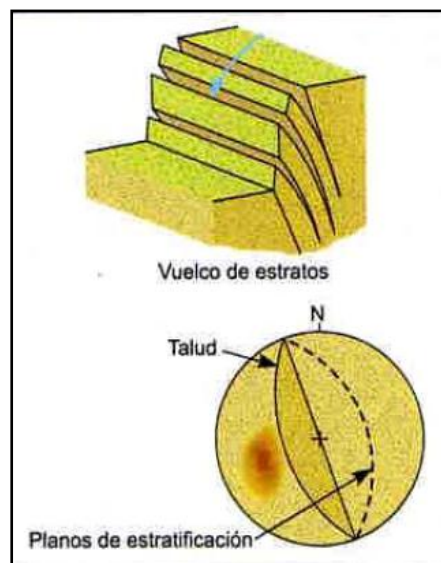


Figura 2.10. Representación estereográfica de una rotura por vuelco.
(Hoek y Bray, 1981).

2.8. CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- Métodos de cálculo en deformaciones.
- Método de equilibrio limite

2.8.1. METODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

El método de equilibrio limite, se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable.

A continuación se detalla según Hoek 1973, el cálculo del factor de seguridad para roturas planas, cuña y vuelco.

A. ROTURA PLANAR

Para la obtención de factor de seguridad, en el caso de la rotura planar, sin grieta de tracción, tomaremos el criterio de Hoek y Bray (1981).

Para el de una rotura planar sin grieta de tracción, Hoek plantea la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{c A + \{W [\cos \psi_p \cdot \sin \psi_p] - U\} \tan \phi}{W [\sin \psi_p + \cos \psi_p]}$$

Donde:

FS= factor de seguridad

c = Cohesión efectiva en la superficie de deslizamiento (T/m^2).

ϕ = Angulo de rozamiento interno efectivo de deslizamiento.

A = Área de la superficie de deslizamiento.

W = Peso del bloque deslizante.

ψ_p = Angulo que forma el plano deslizante con la horizontal.

U = resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre el plano de deslizamiento.

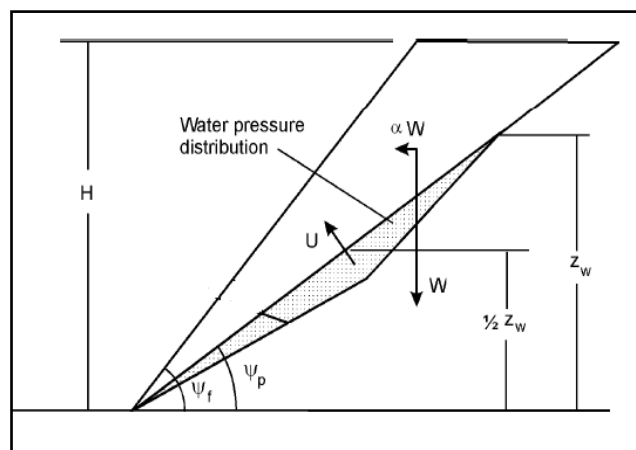


Figura 2.11. Representación del modelo de equilibrio límite una rotura planar sin grieta de tracción (Hoek y Bray, 1981).

B. ROTURA EN CUÑA

Este tipo de ruptura es más compleja en comparación con la ruptura planar.

Las rupturas de este tipo se presentaron en la zona de estudio sin grieta de tracción a continuación se muestra ecuación general del factor de seguridad para una cuña.

$$FS = \frac{C_A A_A + C_B A_B + N_A \operatorname{tag} \phi_A + N_B \operatorname{tag} \phi_B}{F_D}$$

Donde:

$C_A C_B$ = Cohesión efectiva en las superficies de deslizamiento.

$\phi_A \phi_B$ = Angulo de rozamiento interno efectivo de las superficies

$A_A A_B$ = Áreas de las superficies de deslizamiento A,B.

N_A = Reacción normal en el plano A.

N_B = Reacción normal en el plano B.

F_D = Resultante de los componentes que producen el deslizamiento.

C. ROTURA EN VUELCO

Para este caso se aplicó la condición por deslizamiento y vuelco de un bloque en una inclinación planar, aplicando el criterio de

Hoek y Bray (1973). Donde la ecuación para el cálculo del factor de seguridad es:

$$FS = \frac{(b/h)}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Donde :

b = Ancho del bloque

h = Altura del bloque

α = Es el plano de inclinación

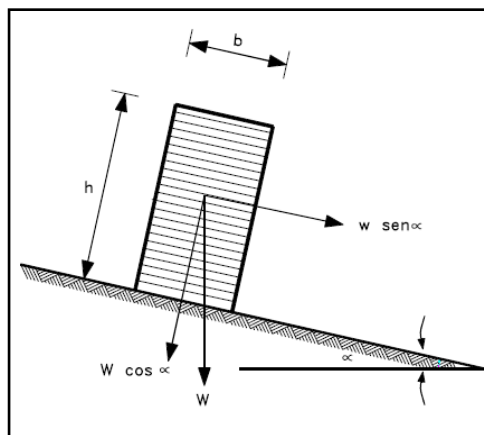


Figura 2.12. Geometría del bloque en inclinación planar (Hoek 1973)

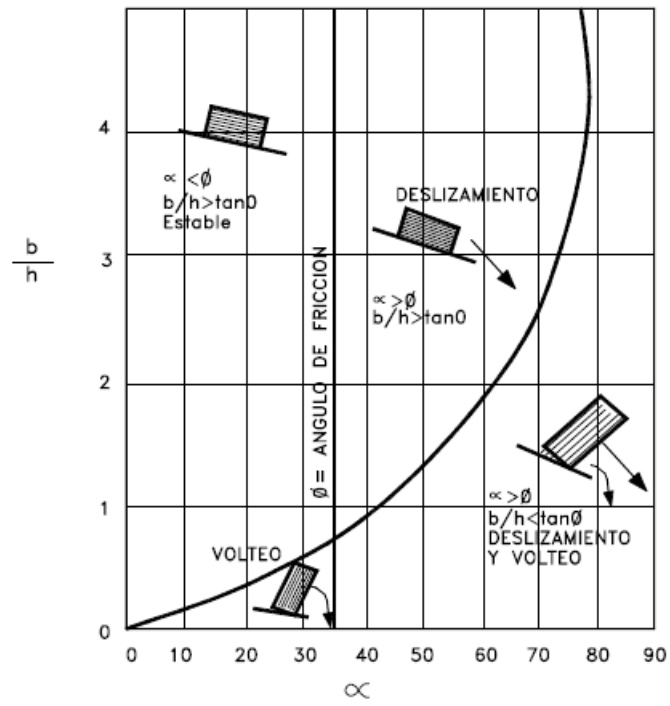


Figura 2.13. Condición para un deslizamiento y vuelco de un bloque (Hoek,1973)

CAPÍTULO III

CARACTERIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

3.1. GEOMORFOLOGIA Y GEOLOGIA REGIONAL

3.1.1 GEOMORFOLOGIA REGIONAL

El área de estudio se encuentra ubicada en el cuadrángulo de Tarata, de la unidad geomorfológica denominada como Flanco Disectado de los Andes, el cual tiene una característica muy particular, que es de una topografía muy accidentada, esto debido al acercamiento de la Cordillera de los Andes a la Costa, originando que la zona contenga una fuerte pendiente, observándose peniplanicies escalonadas e inclinadas y que aguas abajo son cortadas por ríos y numerosas quebradas encontradas, que quedan como testigo de la fuerte erosión.



Figura 3,1 Flanco Disectado de los andes, superficie accidentada con ladera de fuerte pendiente conformada en su mayoría de afloramientos rocosos.

3.1.2. GEOLOGIA REGIONAL

La Geología Regional ha sido definida y descrita por el INGEMMET; quienes establecieron las bases estratigráficas de la región.

La zona de estudio que comprende depósitos que datan de la era del Cretáceo Inferior (Formación Hualhuani Ki-hu.), hasta los depósitos Cuaternarios, los cuales se encuentran depositados en los lechos de los ríos y quebradas, cubriendo en las laderas parte de los afloramientos rocosos, estos depósitos son de tipo aluvial, coluvial y fluvial.

a. Formación Hualhuani (Ki-hu)

Esta secuencia se encuentra conformada por estratos gruesos de areniscas cuarzosas blanquecinas y escasos estratos delgados de limoarcillitas gris marrón, estos afloramientos se encuentran en ciertos sectores cubiertos por flujos de bloques de variado espesor.

b. Toba Samanape (KsP-sa/tb)

Esta secuencia se encuentra conformada por brechas cristalolíticas de naturaleza andesítica y riolítica con colores grisáceos, rojizos y violáceos, la toba Samanape infrayace a la

formación Tarata con discordancia angular. Siendo su presencia más importante en las laderas del río Salado (tributario del río Sama), donde presenta una topografía abrupta con pendientes de entre 35° a 50°.

c. Formación Tarata (P-ta-i)

Esta secuencia se encuentra conformada por intercalaciones de tobas volcánicas dacíticas, brechas y aglomerados volcánicos, ignimbritas andesíticas verdosas, esporádicamente secuencias de areniscas blanquecinas y niveles de lutitas, producto del vulcanismo post tectónico ocurrido en la región.

Esta formación presenta una topografía moderada a elevada con pendientes entre 25° a 35°, conformando una topografía empinada, ondulada y disectada por numerosas quebradas. Estos afloramientos se encuentran en parte cubiertos por depósitos aluviales, aluvionales y coluviales.

d. Formación Huaylillas (Ts – vhu)

Esta secuencia se encuentra conformada por intercalaciones de tobas claras de naturaleza dacíticas y riolíticas, se presentan en forma masiva, liviana y con presencia de biotitas y vidrio volcánico; esporádicamente brechas volcánicas claras. Aflora

desde la parte central de la carretera en mención y se encuentra cubriendo las rocas cubriendo las rocas Cretáceas en discordancia erosional, hasta la zona final de la carretera, interrumpida en algunos sectores por la formación Capillune, las tobas Samanape y depósitos cuaternarios de origen aluvial, Coluvial y fluvial.

e. Grupo Barroso

Centro Volcanico Cumalle – Yanacachi (NQ – ba-cu/fl)

Esta secuencia se encuentra conformada por flujos de bloque y clastos sub angulosos a sub redondeados, indiferentemente clasificados de color gris oscuro bien compactado, en forma masiva.

f. Depósitos Cuaternarios

En la zona de estudio estos materiales se caracterizan por presentarse compactos, los mismos que están compuestos por bolonería, gravas sub redondeadas a sub angulosas, arenas, limos y arcillas.

Estos sedimentos son de naturaleza heterogénea polimicticos inconsolidados y se encuentran compuestos por fragmentos rocosos con matriz de arenas y limos; en las llanuras de inundación los depósitos son predominantemente secuencias areno limosas intercaladas con niveles de gravas predominando las arenas. Estos materiales, son productos del transporte y acumulación en las quebradas, ríos y laderas de los flujos hídricos ocurridos principalmente durante la época de lluvias.

Se encuentran configurando las siguientes geoformas: paleocauces, conos aluviales, terrazas y derrumbes.

Estos depósitos en la carretera se muestran estables en estado natural, pero pueden ser afectados puntualmente por la erosión fluvial y erosión por escorrentía superficial, estos fenómenos erosionan la base de los taludes de estos depósitos ocasionando derrumbes; la acción antrópica en estos depósitos también puede producir fenómenos geodinámicos.

g. Rocas Intrusivas

Se presentan afloramientos de rocas intrusivas, conformadas por tonalita, granodiorítico a dacítico. Estos intrusivos se emplazaron entre el Cretáceo Inferior (granodiorita) y el Terciario Medio del tipo granodiorítico a dacítico.

Desde el punto de vista geotécnico estas rocas en su mayoría se presentan muy alteradas y fracturadas, en escasos sectores se presentan sanos a poco alterados. La alteración de estas rocas crea suelos arenosos como se ha podido evidenciar en los primeros kilómetros de la carretera Ticaco–Candarave.

3.2. GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA LOCAL

3.2.1 GEOMORFOLOGIA LOCAL

La morfología de la zona de estudio es la consecuencia de las interacciones tectónicas y el clima, debido a las fluctuaciones de temperatura, lluvias y así mismo a los cortes de talud, realizados en la carretera. La zona de estudio se encuentra ubicada en una zona de laderas de pendiente media a alta, estables, constituida por estar constituida por afloramientos rocosos, salvo en algunos sectores donde la dirección de las discontinuidades coinciden con la dirección del talud de corte de la carretera, ocurriendo caídas de rocas y derrumbes por rotura planar, rotura en cuña y de vuelco; debido en general al grado de fracturamiento de la matriz rocosa y al agente de la gravedad. Vea figura 3.2.



Figura 3.2 Laderas de pendiente media a alta, constituida en su mayoría por afloramientos rocosos.

3.2.2 GEOLOGIA LOCAL

Las unidades estratigráficas en el área de influencia (km 124+560 al km 129+000), son de la era Cenozoica. Siendo la unidad litológica más antigua, la formación Huaylillas que corresponde al periodo Neógeno, al que le sobreyacen los volcánicos Cumalle-Yanacachi, del grupo Barroso que son cubiertos posteriormente por depósitos cuaternarios.

a. Formación Huaylillas (Ts–vhu)

Esta secuencia se encuentra conformada por intercalaciones de tobas claras de naturaleza dacíticas, y riolíticas, se presentan

en forma masiva, liviana y con presencia de biotitas con tonalidades de blanquecinas a rosáceas.

Los afloramientos presentan pendientes de entre 35° a 75°, conformando una topografía abrupta y disectada.

➤ **Toba Dacita**

Se encuentra presente en las siguientes progresivas: km 124+560 – km 124+937; km 125+150 – km 125+280; km 127+275 – km 129+000; tiene una coloración gris clara a blanquecina, presenta una textura pórfidoafanítica. A partir del análisis modal, el contenido de minerales principales son: plagioclasas 60%, horblenda 20%, cuarzo 10%, Augita 5%, y Biotita 5%.

➤ **Toba Riolita**

Aflora entre las progresivas km 125+665 – km 126+840 y km 126+965 – km 127+150, tiene una coloración rosácea, presenta una textura pórfidoafanítico. A partir del análisis modal, el contenido de minerales principales son: ortosa 60%, plagioclasas 15%, cuarzo 12%, Horblenda 8% y Biotita 3%.



Figura 3.3. Vista panorámica desde la progresiva km 124+580 – km 124+860 donde observa el afloramiento de las tobas dacíticas.

b. Grupo Barroso

Centro Volcanico Cumalle–Yanacachi (NQ-ba-cu/fl)

Se encuentra presente en la zona de estudio desde la progresiva km 124+937 hasta la km 125+360, relleno de una paleo superficie con una dirección predominante Sur-Oeste. Se encuentra conformada por flujos de clastos sub angulosos a sub redondeados, indiferentemente clasificados y con tamaños hasta de 0.40 m de diámetro, mayormente compuestos de riolita en una matriz arenosa arcillosa muy compactada y con una potencia hasta de 30 m. Vea figura 3.4.



Figura 3.4. Vista en el km. 124+937 donde se inicia el afloramiento de flujos de bloques.

c. Depósitos Cuaternarios

➤ Depósitos Aluviales

Depósitos de sedimentos que han sufrido transporte y su composición es diferente a la roca subyacente, comprenden gravas con matriz areno limosa. Cubren extensas áreas y se observa en las laderas, en pendientes empinadas y también en quebradas secas. Como es el caso en la zona de estudio. Vea figura 3.5.



Figura 3.5 Depósito Aluvial, en el km. 125+400 se aprecia una secuencia basal de conglomerados en una matriz de limo arenas, propio de una llanura de inundación.

➤ **Depósitos Coluviales**

Depósitos de sedimentos que han sufrido transporte debido a la acción de la gravedad y su composición es diferente a la roca subyacente, comprenden cantos que van de sub redondeados a sub-angulosos con poca matriz areno limosa.

Se encuentran en las laderas, como es el caso de la zona de estudio. Vea figura 3.6.



Figura 3.6. Se observa en el km. 125+500 al 125+670, depósitos coluviales, de una altura aproximada de 10 m. de potencia

➤ **Depósitos Fluviales**

Los sedimentos son polimicticos inconsolidados y se encuentran compuestos por pequeños rodados, arenas y limos; en las llanuras de inundación estos depósitos están conformados por secuencias areno limosas intercaladas con capas de arenas finas. Estos depósitos son estables en épocas de estiaje pero son fácilmente erosionables por las corrientes hídricas de los ríos en las épocas de lluvia y ante la presencia de un evento excepcional (lluvias torrenciales), convirtiéndose las quebradas en torrenteras y erosionando parte de su cauce. Por nuestra zona de

estudio se encuentran depositados en el cauce del río Yabroco. Veá figura 3.7.



Figura 3.7. Vista en el cruce al pueblo de Sitajara, en el km. 125+400, donde se puede apreciar depósitos fluviales cortando al trazo de la carretera.

3.3 GEOLOGIA ESTRUCTURAL LOCAL

Se ha determinado que la zona ha sufrido una actividad tectónica originada por movimientos orogénicos andinos, que sucedió en el Cretáceo Superior – Terciario, la cual ha modificado sustancialmente la forma y estructura de la superficie terrestre original, dando lugar a la Cordillera de los Andes Occidental y Oriental.

3.3.1. JUNTAS Y FRACTURAS MENORES

Las juntas y fracturas que se tiene en los macizos rocosos que se exponen en el tramo, son producto de la actuación de esfuerzos.

Dos son los principales constituyentes de un macizo rocoso: Los bloques de roca sana y las discontinuidades; siendo estas últimas las más importantes, ya que son las que influye más en la estabilidad del macizo rocoso. En los macizos rocosos que se exponen en el tramo, se tiene la presencia de fracturas, fisuras y juntas en direcciones NS y EW. Vea figuras 3.8 y 3.9.



Figura 3.8. Vista en el km. 126+100 de los afloramientos volcánicos de la formación Huaylillas, los taludes se encuentran fracturados, presentando roturas tipo cuña y planares.



Figura 3.9. Vista en el km. 128+500 al km 129 +000 de los afloramientos volcánicos de la formación Huaylillas, se encuentran Muy fracturados, presentando roturas tipo vuelco y planares.

3.4. SISMOLOGIA

La actividad sísmica en el Perú es debida principalmente al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, presente a lo largo de su margen Oeste.

Este proceso de convergencia entre las placas mencionadas, ha formado rasgos tectónicos principales como son la fosa Peruana-Chilena y la Cordillera de los Andes en diferentes periodos orogénicos.

3.4.1 ZONIFICACION

Según la norma Técnica de Edificación Sismoresistente (E-030, 2003) dentro de la macro zonificación del territorio nacional, la zona de estudio se encuentra ubicada en la zona 3, lo que se traduce en una zona en la cual la peligrosidad sísmica es elevada, indicando un factor de aceleración máximo del terreno de 0.4g con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Dentro de la micro zonificación a partir de la caracterización geotécnica del terreno y de acuerdo con la norma, el perfil del suelo puede clasificarse como un S1, (Roca o suelos muy rígidos).

3.4.2 COEFICIENTE SISMICO

Según el mapa de distribución de aceleraciones en el Perú, (Manuel Monroy, Ana Bolaños, 2004), la aceleración máxima ubicada para nuestra zona de estudio es de 0,36 g, para un periodo de exposición de 50 años y 10 % de probabilidad de excedencia y de acuerdo con las recomendaciones de la norma para un análisis en condiciones pseudoestáticas y del mismo modo de acuerdo a las recomendaciones del Cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, Hynes y Franklin, 1984), se utilizó un coeficiente sísmico igual al 50% de la

aceleración máxima. Por lo tanto se utilizó el coeficiente sísmico de 0,18g para realizar el diseño de las estructuras en nuestra zona de estudio.

3.5 ASPECTO HIDROLOGICO

El clima de la zona en estudio es variable. Las temperaturas son templadas (16° a 25°), con precipitaciones pluviales moderadas durante los meses de Diciembre a Marzo, originando una vegetación de valles interandinos. La zona estudio se encuentra dentro de la cuenca hídrica del rio Sama, específicamente en la sub cuencas del rio Salado. La precipitación promedio total mensual registrada en la estación de Sitajara, varía desde 0.1 mm a 38.5 mm (1978 - 2006). A continuación se muestra las precipitaciones promedio totales mensuales de los años 1978 a 2006.

PRECIPITACION PROMEDIO TOTAL MENSUAL DE LOS AÑOS 1978 - 2006											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
38.5	38.4	19.1	1.2	0.1	0.6	1.2	0.3	1.3	0.7	1.5	9.1

Tabla 3.1. Precipitación promedio mensual (Senhami, 2006).

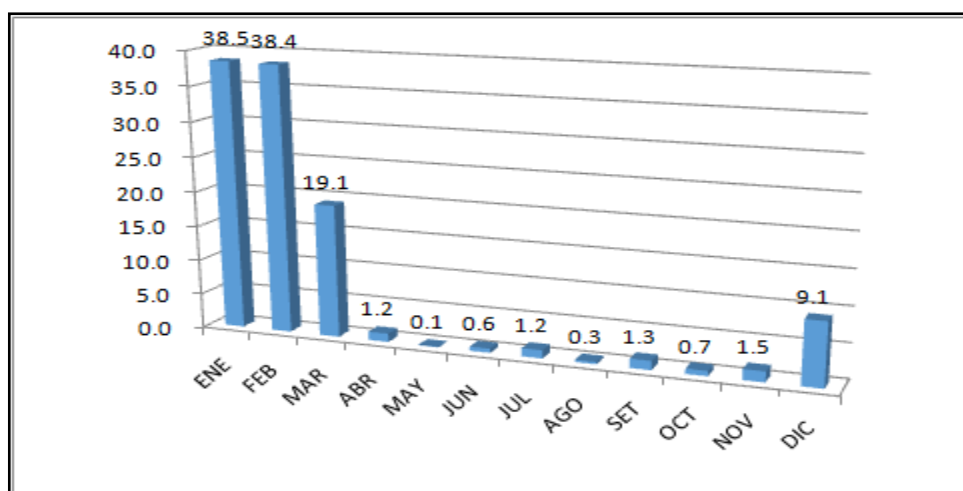


Figura 3.11. Meses vs precipitaciones promedio

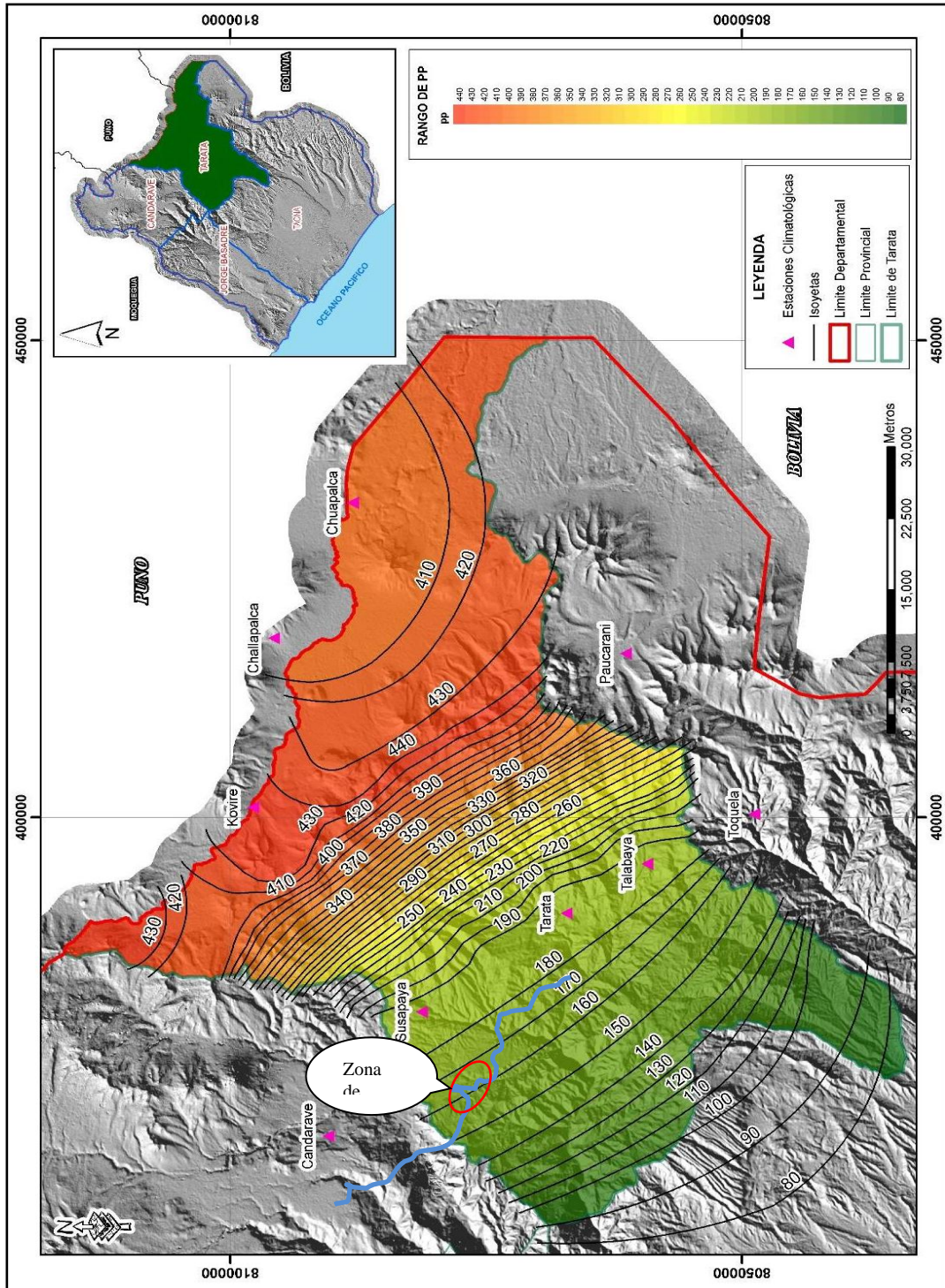


Figura 3.12. Mapa de distribución de precipitaciones de la Provincia de Tarata (elaborado por el Proyecto Especial Tacna).

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

Para este análisis geomecánico de estabilidad en macizos rocosos, la mecánica de rocas ha desarrollado un conjunto de técnicas, basadas en características cualitativas e índices numéricos que inciden en el comportamiento del macizo rocoso, presentes en los afloramientos.

Los métodos propuestos por Bieniawski (1979) y Hoek & Brown (1995) para obtener el RMR y GSI respectivamente, requieren de la determinación de parámetros básicos que involucran aspectos de campo y laboratorio.

4.1. TRABAJO DE CAMPO

Los trabajos de campo se llevaron a cabo, en los afloramientos rocosos de los taludes, dentro del tramo km 124+560 al km 129+000 de la carretera Ticaco-Candarave. De acuerdo con las técnicas de campo de la geología aplicada, en los cuales se empleó: brújula, cintas métricas, martillo de geólogo, cámara fotográfica, formatos para la descripción geomecánica y spray de pintura.

Este trabajo de campo consistió en hacer un levantamiento geológico de las rocas que afloran en la zona de estudio y una

caracterización geomecánica de los afloramientos rocosos en los 12 tramos de taludes ubicados en un tramo de la carretera Ticaco - Candarave.

4.1.1 OBTENCION DE DATOS GEOLOGICOS

El levantamiento geológico se realizó desde la progresiva km 124+560 hasta la progresiva km 129+000. El levantamiento geológico consistió en la descripción de diversos afloramientos en quebradas presentes y a lo largo del corte de la carretera del tramo de estudio.

De acuerdo al levantamiento geológico y junto con la información obtenida de las imágenes satelitales, así como de las referencias consultadas. Se elaboró un mapa geológico de la zona de estudio, conforme puede ser observado en el anexo 2 (plano geológico).

4.1.2 OBTENCION DE DATOS GEOTECNICOS

Esta etapa, se inició dividiendo el macizo en dominios estructurales (zonas de características geológicas similares, como tipo de roca, número de familias de discontinuidades, etc).

Cada dominio constituyo una estación de medición, registrándose en total 12 estaciones geomecánicas, ubicadas en los kilómetros:

124+560 - 124+580 (EG-1), 124+660 – 124+680 (EG-2), 125+930 – 125+940 (EG-3), 126+000 -126+040 (EG-4), 126+040 - 126+050 (EG-5), 126+060 - 126+070(EG-6), 126+080 – 126+110(EG-7), 126+600 – 126+640 (EG-8),127+840 – 128+000 (EG-9), 128+000 - 128+060 (EG-10), 128+230 – 128+300 (EG-11) y 128+915 – 129+000 (EG-12).

Los parámetros de observación y medición en cada una de estas estaciones se realizaron principalmente según la clasificación RMR y fueron:

- Ensayos manuales para la estimación de la resistencia relativa de las masas rocosas.
- Estimación del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades (persistencia, rugosidad, meteorización, abertura, relleno).
- Agua subterránea (filtraciones).

Como también datos complementarios como:

- Orientación del talud.
- Orientación de los planos de discontinuidad (diaclasas).
- Toma de muestras para ensayos de laboratorio.
- Toma de fotografías.

4.2. TRABAJO DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Esta etapa consistió en el análisis de las muestras de roca intacta tomadas en los diversos afloramientos de la zona de estudio, a las cuales se le aplicaron los ensayos de caracterización, lo que condujo a obtener las propiedades de las mismas, además de permitir la obtención de los parámetros de resistencia, los cuales fueron utilizados en el análisis de estabilidad de los taludes.

Los ensayos realizados a las muestras fueron:

- Ensayo de densidad.
- Ensayo de compresión simple o uniaxial.
- Ensayo de tracción (método brasileño).

4.2.1 ENSAYO DE DENSIDAD

Es la relación entre la masa de un cuerpo y su unidad de volumen.

Se determinó primero su masa en una balanza (gr) y después su volumen (m^3). Consecuentemente no es constante y considerado como una propiedad general.

En la tabla 4.1 se muestran los datos obtenidos para este tipo de ensayo.

DENSIDAD						
Progresiva	Peso (gr)	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Volumen (cm ³)	Densidad (gr/cm ³)	Peso específico (kN/m ³)
124+560-124+580	215.4	3.8	7.75	87.89	2.45	24.04
124+660-124+680	199.6	3.8	7.75	87.89	2.27	22.28
125+930-125+940	214.6	3.8	7.76	88.01	2.44	23.92
126+000-126+040	215.4	3.8	7.75	87.89	2.45	24.04
126+040-126+050	210.8	3.8	7.6	86.19	2.45	23.99
126+060-126+070	207.7	3.8	7.97	90.39	2.30	22.54
126+080-126+110	217.7	3.8	7.82	88.69	2.45	24.08
126+600-126+640	223.9	3.8	7.84	88.91	2.52	24.70
127+840-128+000	216.9	3.8	7.96	90.28	2.40	23.57
128+000-128+060	218.7	3.8	7.72	87.55	2.50	24.50
128+230-128+300	216.1	3.8	7.7	87.33	2.47	24.28
128+915-129+000	211.1	3.8	7.74	87.78	2.40	23.59

Tabla 4.1. Ensayo de densidad (Fuente Propio, realizado en la UNJBG-Tacna).

Posteriormente luego de obtener la densidad, se realiza una conversión para utilizar la información como peso específico, para aplicarla posteriormente.

Por lo que se puede observar en la tabla 4.1, el valor medio para la densidad de las muestras ensayadas es 2.43 gr/cm³ y el peso específico medio igual a 23.80 kN/m³.

4.2.2 ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca cuya relación de altura debe ser de 2 a 2.5 veces el diámetro aproximadamente.

Es el parámetro geotécnico más citado para caracterizar el comportamiento mecánico de la roca y más importante, porque nos permite clasificar las rocas según su resistencia, como también es un parámetro importante en los criterios de rotura.

La resistencia a la compresión simple se expresa como la relación entre la carga de pico “P” y la sección transversal “A”. La cual se calcula a partir de:

$$\sigma_c = P/A$$

$$\sigma_c = 4P/\pi d^2$$

Donde:

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la muestra de la roca.

P : Carga en la rotura

A: Área de la sección inicial de la muestra.

d : Diámetro del espécimen de roca.

A continuación se muestran en la tabla 4.2 los datos obtenidos para este tipo de ensayo.

COMPRESION SIMPLE					
Progresiva	Diámetro	Longitud	Fuerza aplicada	Öc kg/cm2	Öc Mpa
124+560-124+580	3.8	7.6	3855.6	339.97	30.87
124+660-124+680	3.8	7.75	6123.6	539.95	49.03
125+930-125+940	3.8	7.76	11566.8	1019.90	92.61
126+000-126+040	3.8	7.75	9072	799.92	72.63
126+040-126+050	3.8	7.6	7938	699.93	63.55
126+060-126+070	3.8	7.97	7711.2	679.93	61.74
126+080-126+110	3.8	7.82	13608	1199.88	108.95
126+600-126+640	3.8	7.84	9072	799.92	72.63
127+840-128+000	3.8	7.72	4989.6	439.96	39.95
128+000-128+060	3.8	7.96	5443.2	479.95	43.58
128+230-128+300	3.8	7.7	7257.6	639.94	58.11
128+915-129+000	3.8	7.74	4762.8	419.96	38.13

Tabla 4.2. Ensayo de compresión simple (Fuente Propio, realizado en la UNJBG-Tacna).

Observando los resultados de compresión simple, mostrados en la tabla 4.2, el valor mínimo determinado de resistencia corresponde a la progresiva “km 124+560 – km 124+580” y el valor máximo a la progresiva “km 124+080 – km 126+110”.

4.2.3 ENSAYO BRASILEIRO

Este ensayo se realiza para determinar la resistencia a la tracción de la roca. Se aplica a una probeta de roca de poca altura (disco), la cual es sometida a una carga compresiva a lo largo del mismo,

produciendo la rotura del cuerpo de prueba debido a las tensiones de tracción, actuantes en la región central del diámetro.

Típicamente el ensayo se realiza en probetas con una relación altura/diámetro igual a 0.5. Se calcula la resistencia a la tracción de una muestra de roca a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{t,b} = 2P/\pi dt$$

Donde:

$\sigma_{t,b}$: Resistencia a la tracción a partir del ensayo brasileño.

P : fuerza de compresión ejercida sobre el disco

d : Diámetro del disco

t : espesor del disco, es decir la altura del cilindro.

TRACCION BRASILERO					
Progresiva	Fuerza aplicada	Diámetro	Longitud	Otb kg/cm ²	Otb Mpa
124+560-124+580	550	3.8	1.84	50.08	4.55
124+660-124+680	1400	3.8	1.85	126.78	11.51
125+930-125+940	1650	3.8	1.76	157.06	14.26
126+000-126+040	800	3.8	1.9	70.54	6.40
126+040-126+050	1600	3.8	1.7	157.68	14.32
126+060-126+070	650	3.8	1.76	61.87	5.62
126+080-126+110	800	3.8	1.8	74.46	6.76
126+600-126+640	1220	3.8	1.85	110.48	10.03
127+840-128+000	1100	3.8	1.6	115.18	10.46
128+000-128+060	1470	3.8	1.74	141.54	12.85
128+230-128+300	1750	3.8	1.73	169.47	15.39
128+915-129+000	1220	3.8	1.7	120.23	10.92

Tabla 4.3. Ensayo de tracción Brasilero (Fuente Propio, realizado en la UNJBG-Tacna).

Se observa una cierta relación entre los resultados mínimos obtenidos tanto para los ensayos de compresión y tracción brasilero. De esta manera, en la tabla 4.3, podemos observar que el valor mínimo corresponde a la progresiva “km 124+560 – km 124+580”, diferentemente el valor máximo de tracción brasilero, corresponde a la progresiva “km 128+230 – km 128+300”.

CAPÍTULO V

CLASIFICACIONES GEOMECANICAS DE MACIZOS ROCOSOS

5.1. INTRODUCCION

En este capítulo se resumen todos los resultados obtenidos en campo, como las características y clasificaciones realizadas a cada uno de los taludes estudiados.

5.2. CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (RMR)

El sistema de valoración del macizo rocoso (RMR), se calcula sumando los valores atribuidos a cada uno de los cinco parámetros de la tabla 2.11 ubicado en el capítulo 2.

A continuación se muestra cada una de las estaciones geomecánicas con su información correspondiente:

CLASIFICACIONES GEOMECANICAS

ESTACION GEOMECANICA		E - 1		E - 2		E - 3					
TRAMO :		124+560Km - 124 +580Km		124+660Km - 124+680Km		125+930Km -125+940Km					
LITOLOGIA		TOBA DACITICA		TOBA DACITICA		TOBA RIOLITICA					
Talud	Buzamiento y Direccion de Buzamiento	73	155	75	175	73	269				
Familias	Familia 1 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	42	145	15	260	31	231				
	Familia 2 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	80	5	6	155	44	270				
	Familia 3 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	13	160	60	240	11	191				
	Familia 4 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	-	-	40	158	80	115				
Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION			
	1	Resistencia a la compresion uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c	25-50 Mpa	4	25-50 Mpa	4	50 - 100 Mpa	7			
	2	RQD (%)	90-75 %	17	25-50 %	8	50-75 %	13			
	3	Espaciamiento (cm) J_s	200 - 600 cm	10	60 mm - 200mm	8	200 m m - 600mm	10			
	4	Condicion de discontinuidad J_r	Persistencia	3-10m long	2	15	10-20 m long.	1	17	10-20 m long.	1
			Separacion	1 - 5 mm	1		> 5 mm	0		1 - 5 mm	1
			Rugosidad	Lig rugosa	3		Lig rugosa	3		rugoso	6
			Relleno	Duro < 5 mm	4		Suave > 5 mm	0		limpia	4
			Alteración	Lig. Alterada	5		Lig. Alterada	5		Lig. Alterada	5
	5	Agua Subterranea Gw	Seco	15	Seco	15	Seco	15			
RMR89 (Suma: 1+2+3+4+5)		61		44		62					
CLASE DE MACIZO ROCOSO		II BUENA		III REGULAR		II BUENA					
Correlacion con GSI	GSI= RMR(89) - 5	56		39		57					

CLASIFICACION GEOMECANICA

ESTACION GEOMECANICA		E - 4		E - 5		E - 6			
TRAMO :		126+020 Km - 126+040 Km		126+040 Km -126+050 Km		125+060 Km - 126 +070 Km			
LITOLOGIA		TOBA RIOLITICA		TOBA RIOLITICA		TOBA RIOLITICA			
Talud	Buzamiento y Direccion de Buzamiento	76	268	74	269	77	270		
Familias	Familia 1 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	54	266	68	212	52	260		
	Familia 2 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	69	70	32	139	50	68		
	Familia 3 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	20	240	73	307	78	100		
	Familia 4 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	19	193	38	338	-	-		
Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION	
	1	Resistencia a la compresion uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c	50 - 100 Mpa	7	50 - 100 Mpa	7	50 - 100 Mpa	7	
	2	RQD (%)	25-50 %	8	25-50 %	8	50-75 %	15	
	3	Espaciamiento (cm) J_s	60 - 200 mm	8	60 - 200 mm	8	200-600 mm	10	
	4	Condicion de discontinuidad J_r	Persistencia	10-20 m long.	1	9	10-20 m long.	1	14
			Separacion	> 5 mm	0		> 5 mm	0	
			Rugosidad	lisa	1		Lig Rugosa	3	
			Relleno	Suave < 5 mm	2		Suave > 5 mm	0	
			Alteración	Lig. Alterada	5		Lig. Alterada	5	
	5	Agua Subterranea Gw	Seco	15	Seco	15	Seco	15	
	RMR89 (Suma: 1+2+3+4+5)		47		47		61		
CLASE DE MACIZO ROCOSO		III REGULAR		III REGULAR		II BUENA			
Correlacion con GSI	GSI= RMR(89) - 5	42		42		56			

CLASIFICACION GEOMECANICA

ESTACION GEOMECANICA		E - 7		E - 8		E - 9					
TRAMO :		126+080 Km - 126+110 Km		126+600 Km - 126 +640 Km		127+840 Km -128+000 Km					
LITOLOGIA		TOBA RIOLITICA		TOBA RIOLITICA		TOBA DACITICA					
Talud	Buzamiento y Direccion de Buzamiento	78	272	73	300	64	99				
Familias	Familia 1 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	68	269	26	194	57	102				
	Familia 2 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	26	353	43	308	82	280				
	Familia 3 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	80	110	24	9	24	261				
	Familia 4 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	76	78	80	125	-	-				
Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION			
	1	Resistencia a la compresion uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c	50 - 100 Mpa	7	50 - 100 Mpa	7	25 - 50 Mpa	4			
	2	RQD (%)	50-75 %	13	25-50 %	8	25-50 %	8			
	3	Espaciamiento (cm) J_s	200-600 mm	10	60 - 200 mm	8	60-200mm	8			
	4	Condicion de discontinuidad K	Persistencia	3-10m long.	2	17	10-20 m long.	1	9	10 - 20m long.	1
			Separacion	1-5 mm	1		> 5 mm	0		> 5 mm	0
			Rugosidad	Lig Rugosa	3		Lig Rugosa	3		Lig. Rugosa	3
			Relleno	limpia	6		Suave >5 mm	0		Suave > 5 mm	0
			Alteración	Lig. Alterada	5		Lig. Alterada	5		Lig. Alterada	5
	5	Agua Subterranea Gw	Seco	15	Seco	15	Seco	15			
RMR89 (Suma: 1+2+3+4+5)		62		47		44					
CLASE DE MACIZO ROCOSO		II BUENA		III REGULAR		III REGULAR					
Correlacion con GSI	GSI= RMR(89) - 5	57		42		39					

CLASIFICACION GEOMECANICA

ESTACION GEOMECANICA		E - 10		E - 11		E - 12			
TRAMO :		128+000 Km - 128 +060 Km		128+230 Km -128+300 Km		128+915 Km - 129 +000 Km			
LITOLOGIA		TOBA DACITICA		TOBA DACITICA		TOBA DACITICA			
Talud	Buzamiento y Direccion de Buzamiento	63	96	62	114	65	118		
Familias	Familia 1 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	42	107	42	112	59	276		
	Familia 2 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	74	180	44	293	54	116		
	Familia 3 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	19	283	-	-	76	324		
	Familia 4 (Buzamiento y Direccion de Buzamiento)	-	-	-	-	-	-		
Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION	CARACTERISTICAS	VALUACION	
	1	Resistencia a la compresion uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c	25 - 50 Mpa	4	50 - 100 Mpa	7	25 - 50 Mpa	4	
	2	RQD (%)	25-50 %	8	25-50 %	8	25-50 %	8	
	3	Espaciamiento (cm) J_s	60-200 mm	8	< 60 mm	5	60-200 mm	8	
	4	Condicion de discontinuidad J_r	Persistencia	10-20m long.	1	7	10-20m long.	1	9
			Separacion	> 5 mm	0		1-5 mm	1	
			Rugosidad	Lig. Rugoso	3		Lig. Rugoso	3	
			Relleno	Suave > 5 mm	0		Suave > 5 mm	0	
			Alteración	Mod. Alterada	3		Mod. Alterada	3	
	5	Agua Subterranea Gw	Seco	15	Seco	15	Seco	15	
RMR89 (Suma: 1+2+3+4+5)		42		43		44			
CLASE DE MACIZO ROCOSO		III REGULAR		III REGULAR		III REGULAR			
Correlacion con GSI	GSI= RMR(89) - 5	37		38		39			

Luego de evaluar cada estación geomecánica se presenta un cuadro resumen de la clasificación del macizo, de nuestra zona de estudio:

Estación Geomecánica	Tipo de macizo
EG-01	II
EG-02	III
EG-03	II
EG-04	III
EG-05	III
EG-06	II
EG-07	II
EG-08	III
EG-09	III
EG-10	III
EG-11	III
EG-12	III

Tabla 5.1. Cuadro resumen de la clasificación geomecánica RMR (Propio).

Mediante el cuadro resumen de la tabla 5.1, de la población de tobas, se obtiene una distribución de 33% de macizos rocosos tipo II y un 67% de macizos rocosos tipo III.

5.3. CLASIFICACION DE HOEK - BROWN (GSI)

En base al ítem 2.6.2. Capítulo 2, se desarrolla esta clasificación en cada estación geomecánica, obteniendo los siguientes resultados:

A continuación se muestra cada uno de los estaciones geomecánicas con su información correspondiente a la clasificación GSI.

ESTACION GEOMECANICA	PROGRESIVA (km)	ESTRUCTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	GSI
EG-01	124+560 - 124+580	Blocosa	Buena	60
EG-02	124+660 - 124+680	Muy Blocosa	Regular	40
EG-03	125+930 - 125+940	Blocosa	Buena	60
EG-04	126+020 - 126+040	Muy Blocosa	Regular	45
EG-05	126+040 - 126+050	Muy Blocosa	Regular	45
EG-06	125+060 - 126+070	Blocosa	Buena	60
EG-07	126+080 - 126+110	Muy Blocosa	Buena	55
EG-08	126+600 - 126+640	Muy Blocosa	Regular	45
EG-09	127+840 - 128+000	Muy Blocosa	Regular	45
EG-10	126+080 - 126+110	Blocosa	Mala	40
EG-11	126+600 - 126+640	Muy Blocosa	Mala	35
EG-12	127+840 - 128+000	Muy Blocosa	Regular	40

Tabla 5.2. Cuadro de la clasificación geomecánica GSI, según Hoek-Brawn (propio).

De la tabla 5.2, se obtiene una distribución de un 50% de tobas en la condición de macizo rocoso regular, un 33% de macizo rocoso bueno y un 17% de macizo rocoso de mala calidad.

5.4. ANALISIS DE CRITERIO DE ROTURA

El análisis del criterio de rotura es una relación entre tensiones que permite predecir la resistencia de una roca sometida a un campo de tensiones.

En general los criterios de rotura se refieren a la resistencia pico o máxima capacidad de carga que puede soportar, antes de que se produzca la pérdida de integridad en una muestra de roca. Los criterios de rotura más utilizados en mecánica de rocas son los de Mohr-Coulomb y Hoek- Brown.

5.4.1. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR – COULOMB

Este criterio de rotura se desarrolló gráficamente, utilizando los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple y tracción brasilero. Reemplazando el esfuerzo máximo por el de compresión simple y considerando $\sigma_3 = 0$, y tomando como esfuerzo mínimo a la tracción.

Este método es un criterio empírico de rotura, conforme descrito y específico en el ítem 2.6.1. del capítulo 2.

A continuación se muestran los datos empleados y los resultados obtenidos.

ESTACION	PROGRESIVAS	DATOS EMPLEADOS		RESULTADOS OBTENIDOS	
		COMP. SIMPLE σ_{ci} (Mpa)	TRACCION σ_{tb} Mpa	COHESION(c) Mpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)
EG - 01	124+560-124+580	30.87	4.55	5.92	47.99
EG - 02	124+660-124+680	49.03	11.51	11.87	38.298
EG - 03	125+930-125+940	92.61	14.26	18.17	47.15
EG - 04	126+000-126+040	72.63	6.40	10.78	56.933
EG - 05	126+040-126+050	63.55	14.32	15.083	39.213
EG - 06	126+060-126+070	61.74	5.62	9.314	56.422
EG - 07	126+080-126+110	108.95	6.76	9.043	56.75
EG - 08	126+600-126+640	72.63	10.03	13.495	49.228
EG - 09	127+840-128+000	39.95	10.46	10.675	37.798
EG - 10	128+000-128+060	43.58	12.85	11.329	30.881
EG - 11	128+230-128+300	58.11	15.39	14.953	35.537
EG - 12	128+915-129+000	38.13	10.92	10.203	33.693

Tabla 5.3. Cuadro de datos utilizados y resultados obtenidos de ángulos de fricción y cohesión para la matriz rocosa (propio).

En el anexo 01-A, se muestran las representaciones de la envolvente de Mohr-Coulomb para cada estación geomecánica.

5.4.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK – BROWN

Para la aplicación de este criterio de rotura, se utilizó los siguientes parámetros:

ESTACION	PROGRESIVAS	COMP. SIMPLE σ_{ci} (Mpa)	PESO ESPECIFICO (MN/m ³)	ALTURA DEL TALUD	GSI	mi
EG - 01	124+560-124+580	30.87	0.0240	15	56	8
EG - 02	124+660-124+680	49.03	0.0223	18	39	8
EG - 03	125+930-125+940	92.61	0.0239	45	56	8
EG - 04	126+000-126+040	72.63	0.0240	70	42	8
EG - 05	126+040-126+050	63.55	0.0239	76	42	8
EG - 06	126+060-126+070	61.74	0.0225	76	56	8
EG - 07	126+080-126+110	108.95	0.0240	78	57	8
EG - 08	126+600-126+640	72.63	0.0247	38	42	8
EG - 09	127+840-128+000	39.95	0.0235	44	39	8
EG - 10	128+000-128+060	43.58	0.0245	46	37	8
EG - 11	128+230-128+300	58.11	0.0243	38	38	8
EG - 12	128+915-129+000	38.13	0.0222	38	39	8

Tabla 5.4. Cuadro de datos para obtención de la cohesión y ángulo de fricción del macizo rocosa (propio).

Posteriormente se aplica las ecuaciones del ítem 2.6.2. del capítulo 2; para obtener los ángulos de fricción y las cohesiones del macizo rocoso, utilizando como herramienta de cálculo el software Rocdata, creado por Rockscience, en el cual se introdujo los parámetros de compresión simple, peso específico, la altura del talud, el GSI y μ_i de la tabla 5.4.

Obteniendo los siguientes resultados:

RESULTADOS OBTENIDOS			
ESTACION	PROGRESIVAS	COHESION (c) Mpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)
EG - 01	124+560-124+580	0.166	42.81
EG - 02	124+660-124+680	0.093	35.8
EG - 03	125+930-125+940	0.528	43.28
EG - 04	126+000-126+040	0.266	30.08
EG - 05	126+040-126+050	0.261	28.54
EG - 06	126+060-126+070	0.45	36.89
EG - 07	126+080-126+110	0.699	40.74
EG - 08	126+600-126+640	0.198	34.29
EG - 09	127+840-128+000	0.142	28.20
EG - 10	128+000-128+060	0.133	25.62
EG - 11	128+230-128+300	0.148	30.27
EG - 12	128+915-129+000	0.115	27.84

Tabla 5.5. Cuadro de datos utilizados y resultados obtenidos (propio).

En el anexo 01-B, se muestran las hojas de cálculo realizados.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

6.1 INTRODUCCION

Con toda la información obtenida, analizada y procesada en los capítulos anteriores es posible proceder al diseño de los taludes para la carretera Ticaco - Candarave (progresivas km 124+560 – km 129+000), para la que se ha usado el método cinemático de Hoek - Brown el mismo que considera 4 condiciones de inestabilidad (rotura circular, rotura planar, rotura en cuña y vuelco).

Para la obtención de los factores de seguridad de las inestabilidades encontradas en los taludes, se aplica el método de equilibrio límite, para condiciones estáticas como pseudo estáticas.

EL método de equilibrio límite aplica a los conceptos de la mecánica clásica, por lo que el factor de seguridad es la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes o deslizantes, a continuación se muestra en la tabla 5.1, los tipos de roturas presentes en nuestra zona de estudio.

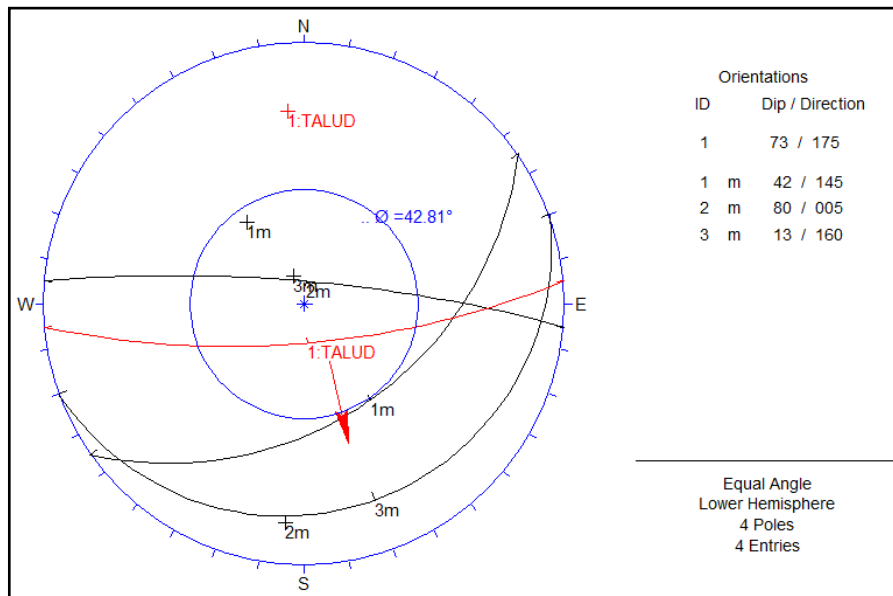
6.2 ANALISIS CINEMATICO

Esta técnica se ha venido usando en problemas relativos a la estabilidad de taludes en roca. En la actualidad existe programas computacionales especializados en la proyección estereográfica, para este estudio se utilizó el software Dips, creado por Rockscience, en el cual se introdujo la información de las direcciones de buzamiento y buzamientos, obteniendo los polos y círculos máximos que representan los planos de falla.

Luego de obtener los planos máximos, se debe identificar qué tipo de falla, está presente en el macizo rocoso, para luego definir si ese tipo de rotura es cinemáticamente probable.

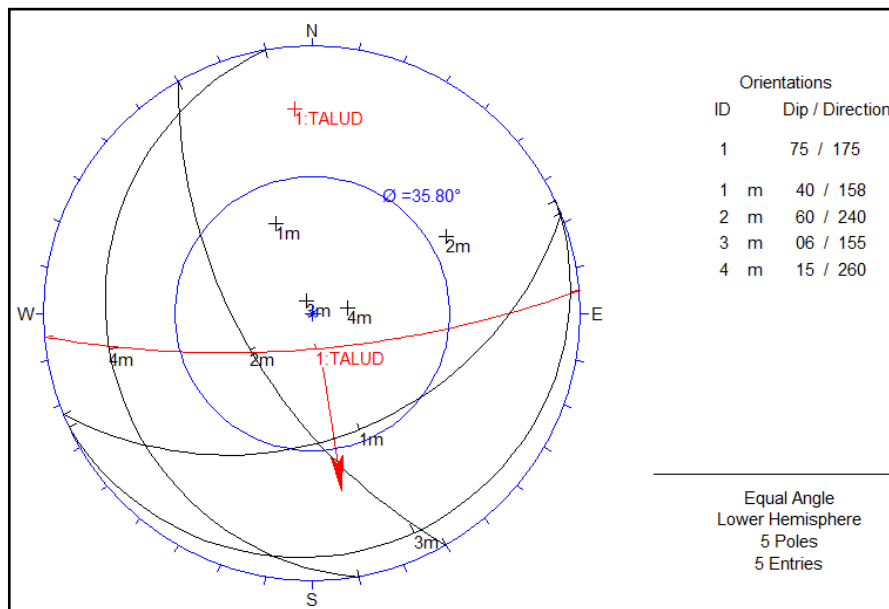
En cada estación geomecánica, se realizó el análisis estereográfico, los cuales se muestran a continuación:

EG-01: PROGRESIVAS km124+560 - km124+580



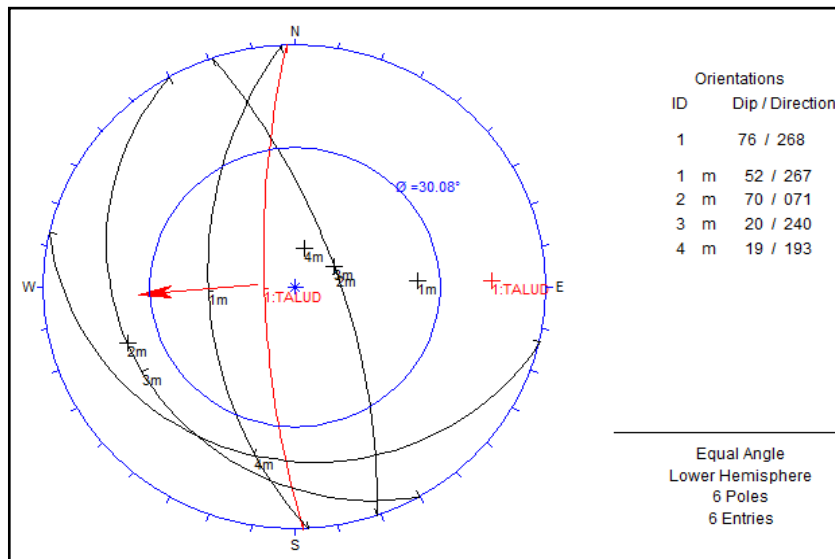
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
-----	Planar	Estable

EG- 02 : PROGRESIVA km 124+660Km - km 124+680



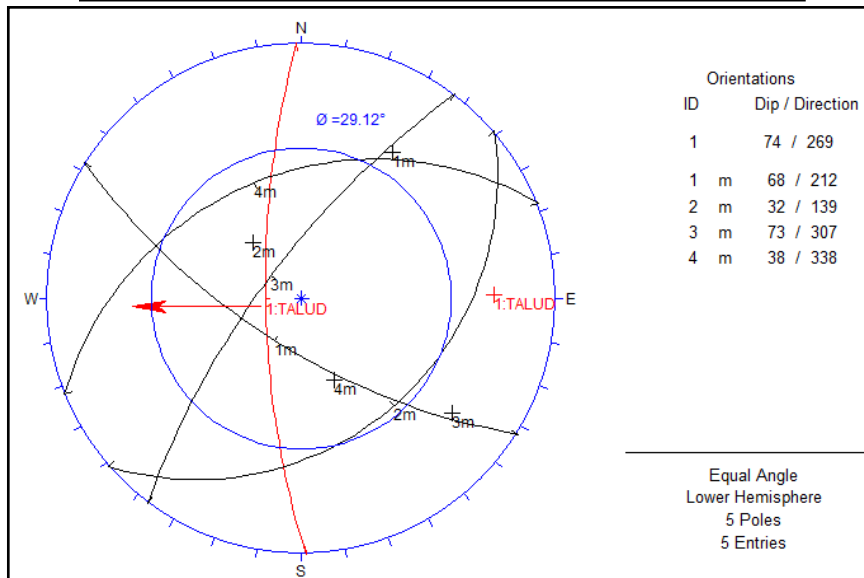
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
2m, 1m	Cuña	Inestable

EG- 04: PROGRESIVA km 126+020Km – km 126+040



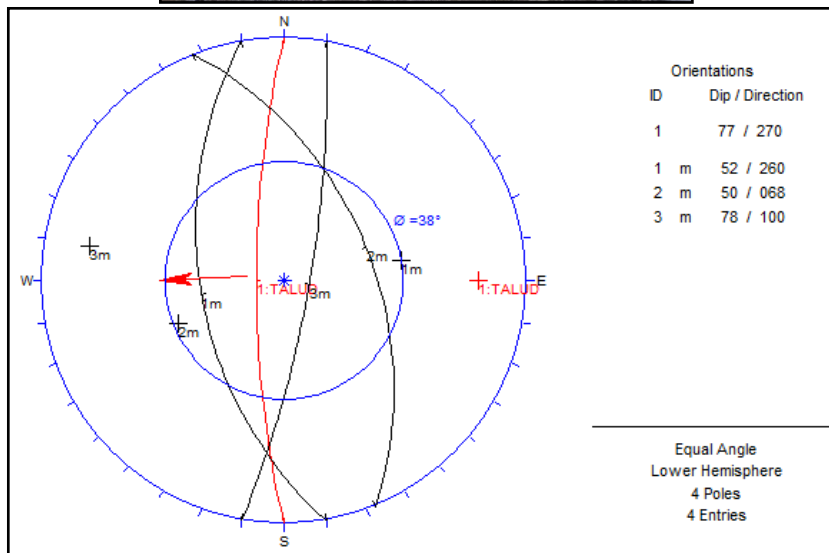
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG-05: PROGRESIVA km 126+040 – km 126+050



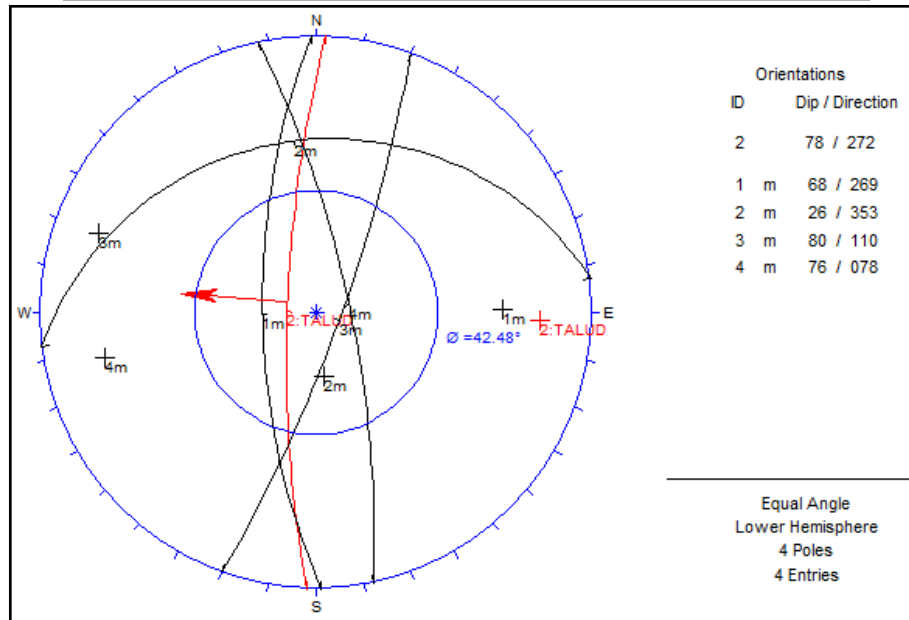
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m, 3m	Cuña	Inestable

EG- 06: PROGRESIVA km 126+060 – km 126+070



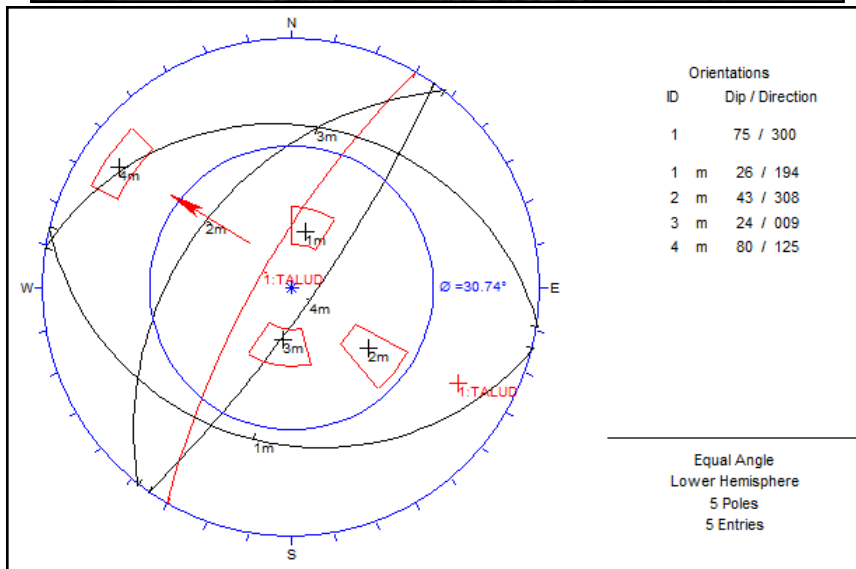
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG-07: PROGRESIVA km 126+080 – km 126+100



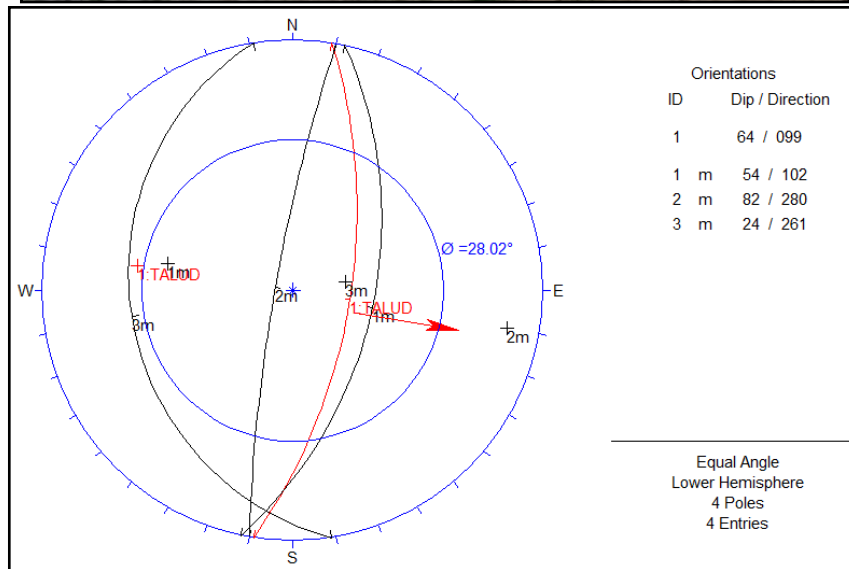
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG-08: PROGRESIVA km 126+600 – km 126+640



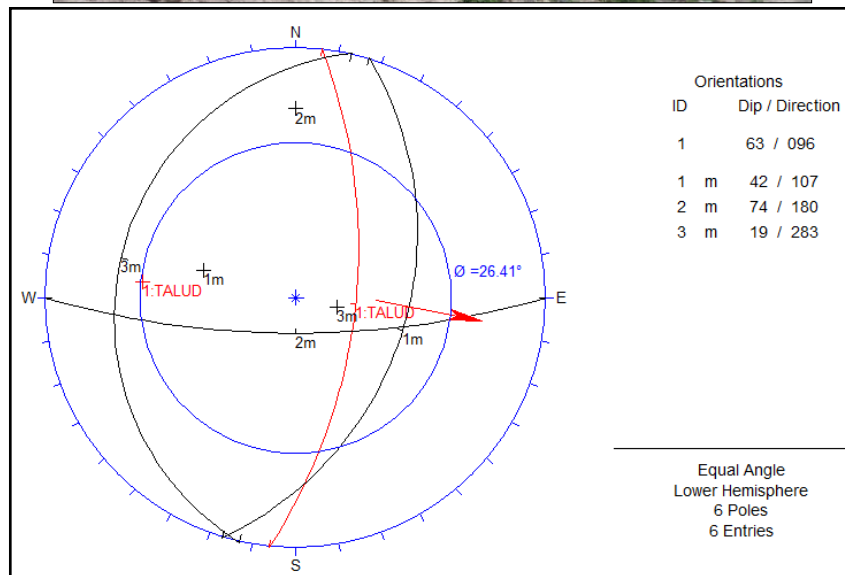
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG- 09: PROGRESIVA km 127+840 – km 128+000



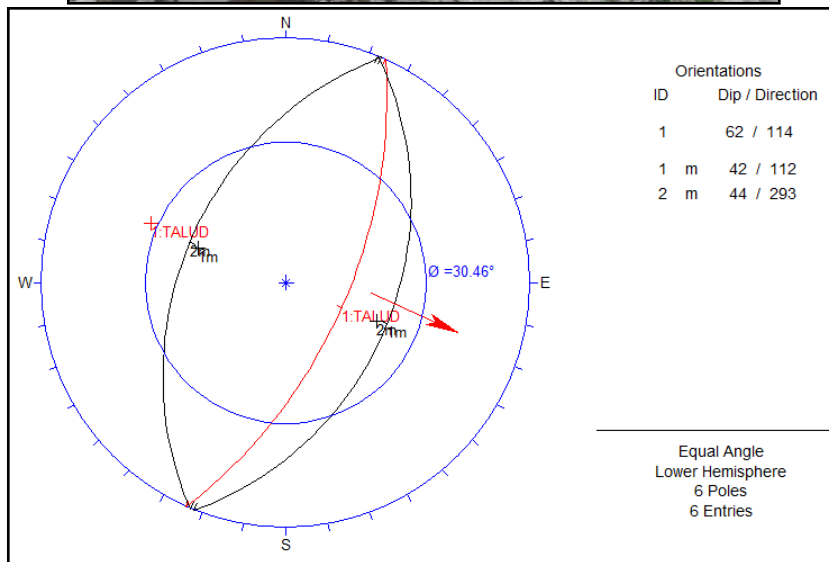
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG- 10 : PROGRESIVA km 128+000 – km 128+060



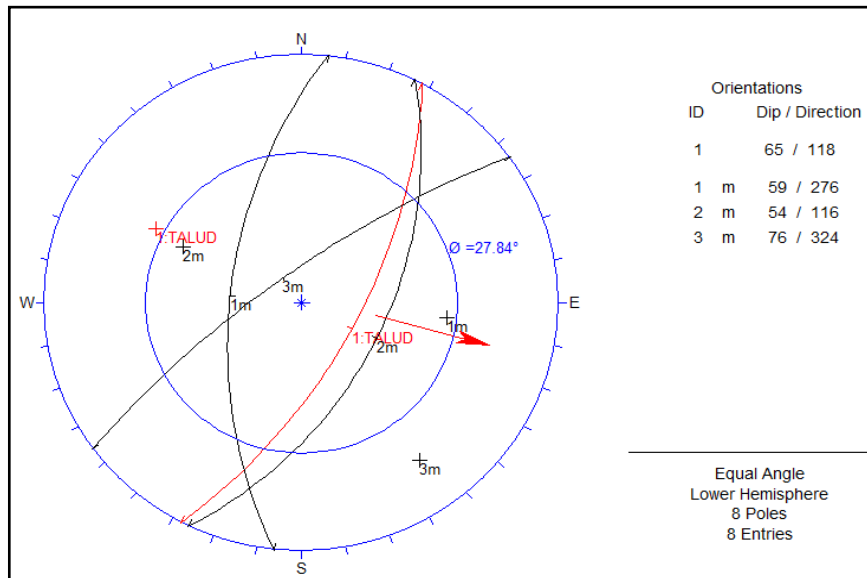
Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG-11: PROGRESIVA km128+230 – km 128+300



Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m	Planar	Inestable

EG- 12: PROGRESIVA km 128+915 –km 129+000



Diaclasa inestable	Tipo de Falla Probable	Estado cinemático
1m ,2m	Vuelco, planar	Inestable

A continuación se muestra un cuadro resumen de los tipos de roturas localizadas en el área de estudio.

ESTACION GEOMECANICA	PROGRESIVA (KM)	TIPO DE ROTURA	DESCRIPCION
EG-01	124+560-124+580	Planar	Toba Dacítica, de color blanco pardo amarillento.
EG-02	124+660-124+680	Cuña	Toba Dacítica, de color blanco pardo amarillento.
EG-03	125+930-125+940	Planar	Toba Riolitica, de color blanco pardo Rosáceo.
EG-04	126+000-126+040	Planar	Toba Riolitica, de color blanco pardo Rosáceo.
EG-05	126+040-126+050	Cuña	Toba Riolitica, de color blanco pardo Rosáceo.
EG-06	126+060-124+070	Planar	Toba Riolitica, de color blanco pardo Rosáceo.
EG-07	124+080-124+110	Planar	Toba Riolitica, de color blanco pardo Rosáceo.
EG-08	126+600-126+640	Planar	Toba Riolitica, de color blanco pardo Rosáceo.
EG-09	127+840-128+000	Planar	Toba Dacítica, de color blanco pardo amarillento.
EG-10	128+000-128+060	Planar	Toba Dacítica, de color blanco pardo amarillento.
EG-11	128+230-128+300	Planar	Toba Dacítica, de color blanco pardo amarillento.
EG-12	128+9150-129+000	Traslacional-Vuelco	Toba Dacítica, de color blanco pardo amarillento.

Tabla 6.1. Cuadro resumen de tipos de roturas localizadas. (Propio)

Aplicando las condiciones estructurales necesarias para que se produzca un el deslizamiento, según ítem 2.7 del capítulo 2, se puede determinar que las estaciones; EG-1 y EG-3 son estables y las demás estaciones son inestables.

Después de haber sido determinada la cinemática, en la cual se tiene la posibilidad de falla del talud, el segundo paso requiere un análisis de estabilidad por el método de equilibrio limite, para compara las fuerzas resistentes a la ruptura contra las fuerzas causantes de la estabilidad.

6.3 CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

6.3.1 METODO DE EQUILIBRIO LIMITE

a. Rotura Planar

Para desarrollar los cálculos para el factor de seguridad en el caso de roturas planares, se usó la fórmula planteada en el ítem 2.8.1(A) del capítulo 2.

$$FS = \frac{c A + \{ W [\cos \psi_p - \text{sen } \psi_p] - U \} \text{tag}\phi}{W [\text{sen } \psi_p + \cos \psi_p]}$$

Donde:

FS= factor de seguridad

c = Cohesión efectiva en la superficie de deslizamiento (T/m²).

ϕ = Angulo de rozamiento interno efectivo de deslizamiento.

A = Área de la superficie de deslizamiento.

W = Peso del bloque deslizante.

ψ = Angulo que forma el plano deslizante con la horizontal.

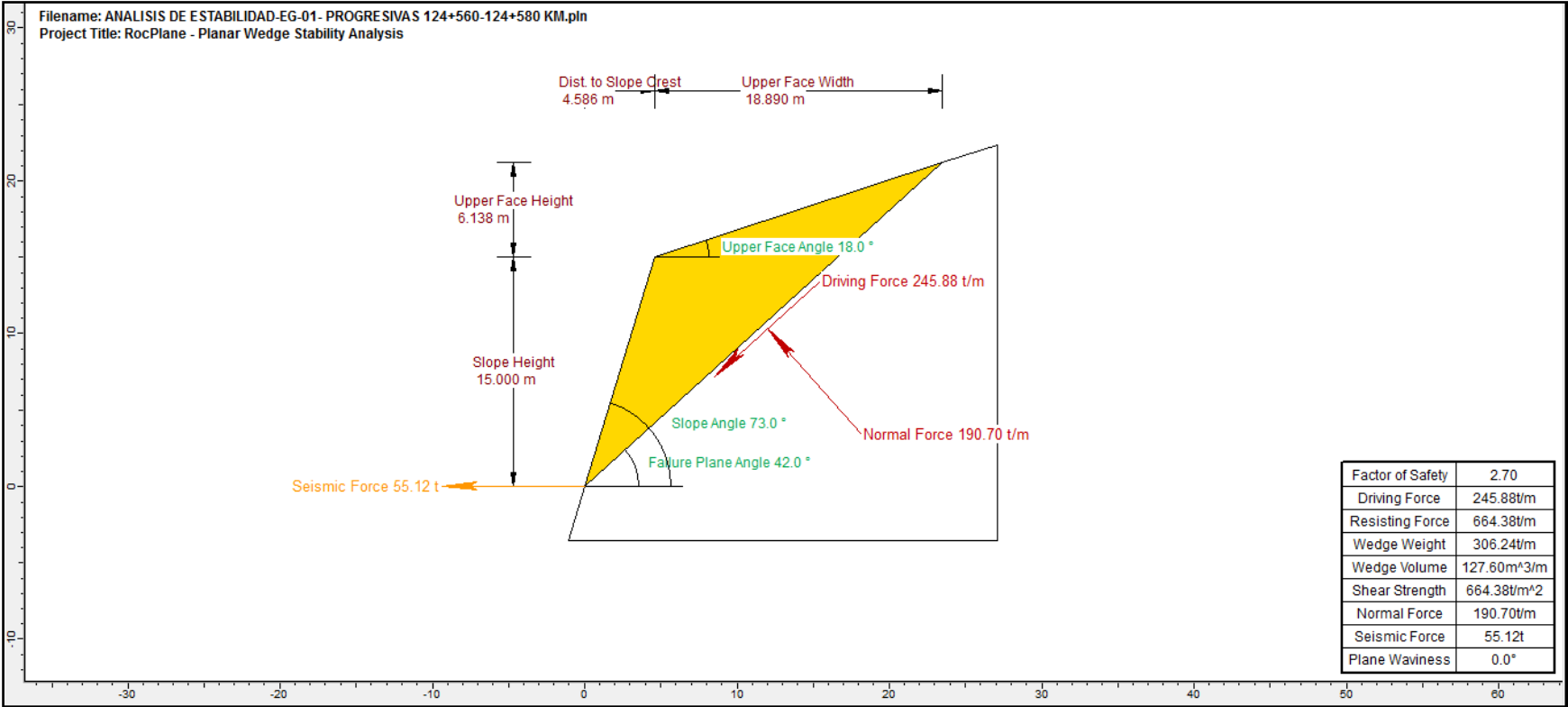
U = resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre el plano de deslizamiento.

Se hizo uso, como herramienta de cálculo al software RocPlane, creado por Rockscience, en el cual se introdujo los parámetros del talud y del plano de falla para cada estación.

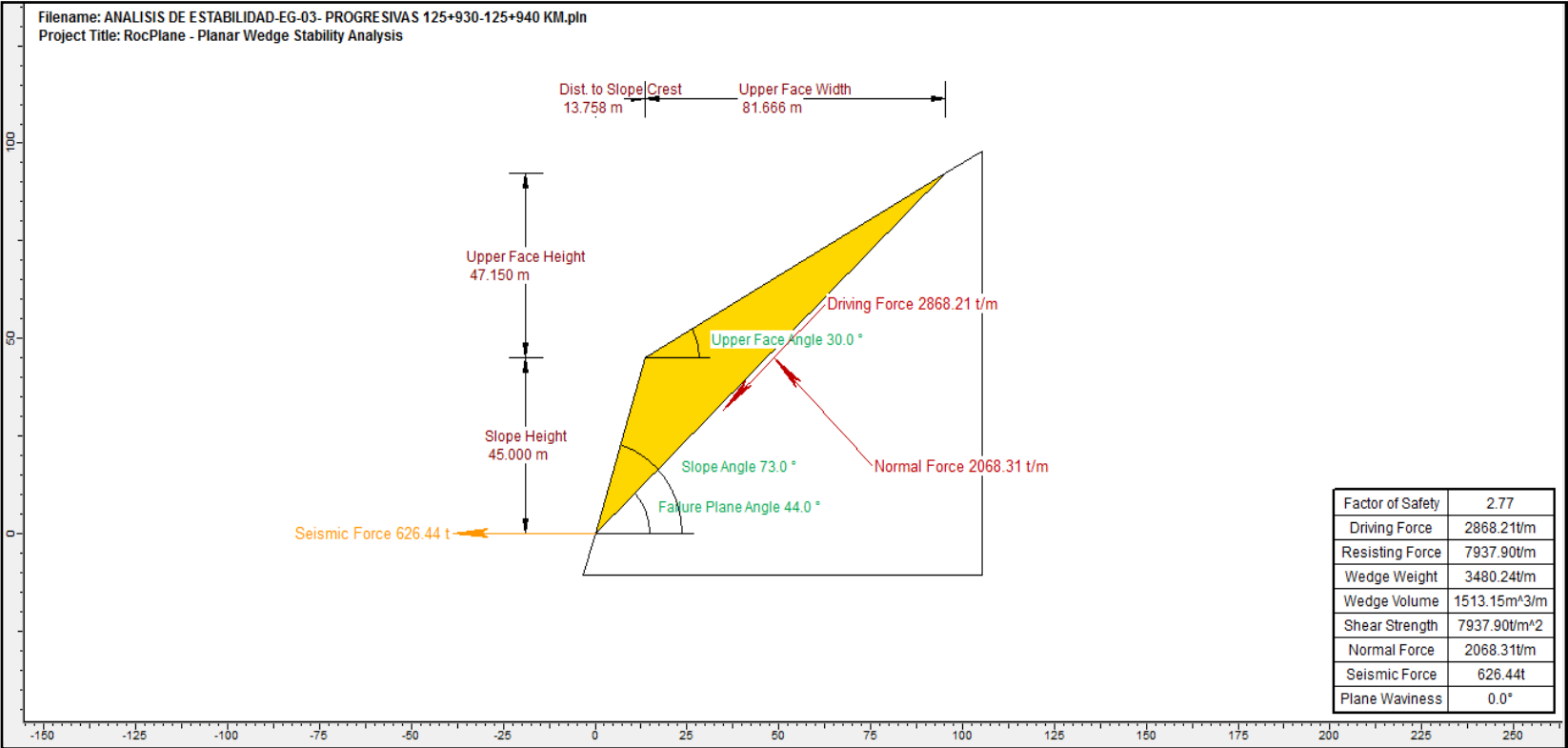
Para condiciones pseudoestaticas se multiplica al peso del boque a deslizar por la aceleración sísmica dividida entre la gravedad.

Obteniendo los siguientes resultados para cada estación:

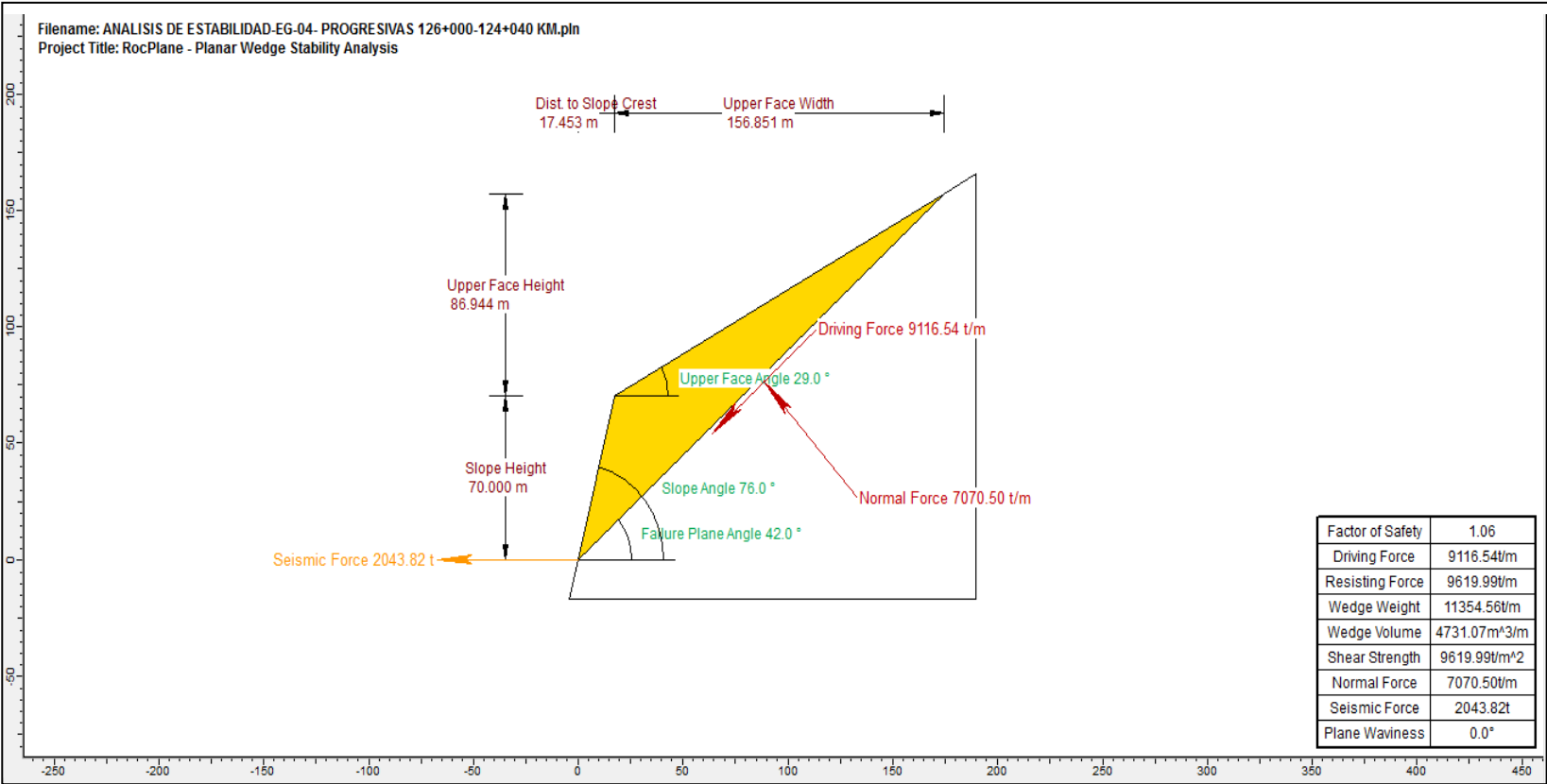
ESTACION GEOMECANICA - 1 (PROGRESIVAS km 124+560 – km 124+580)



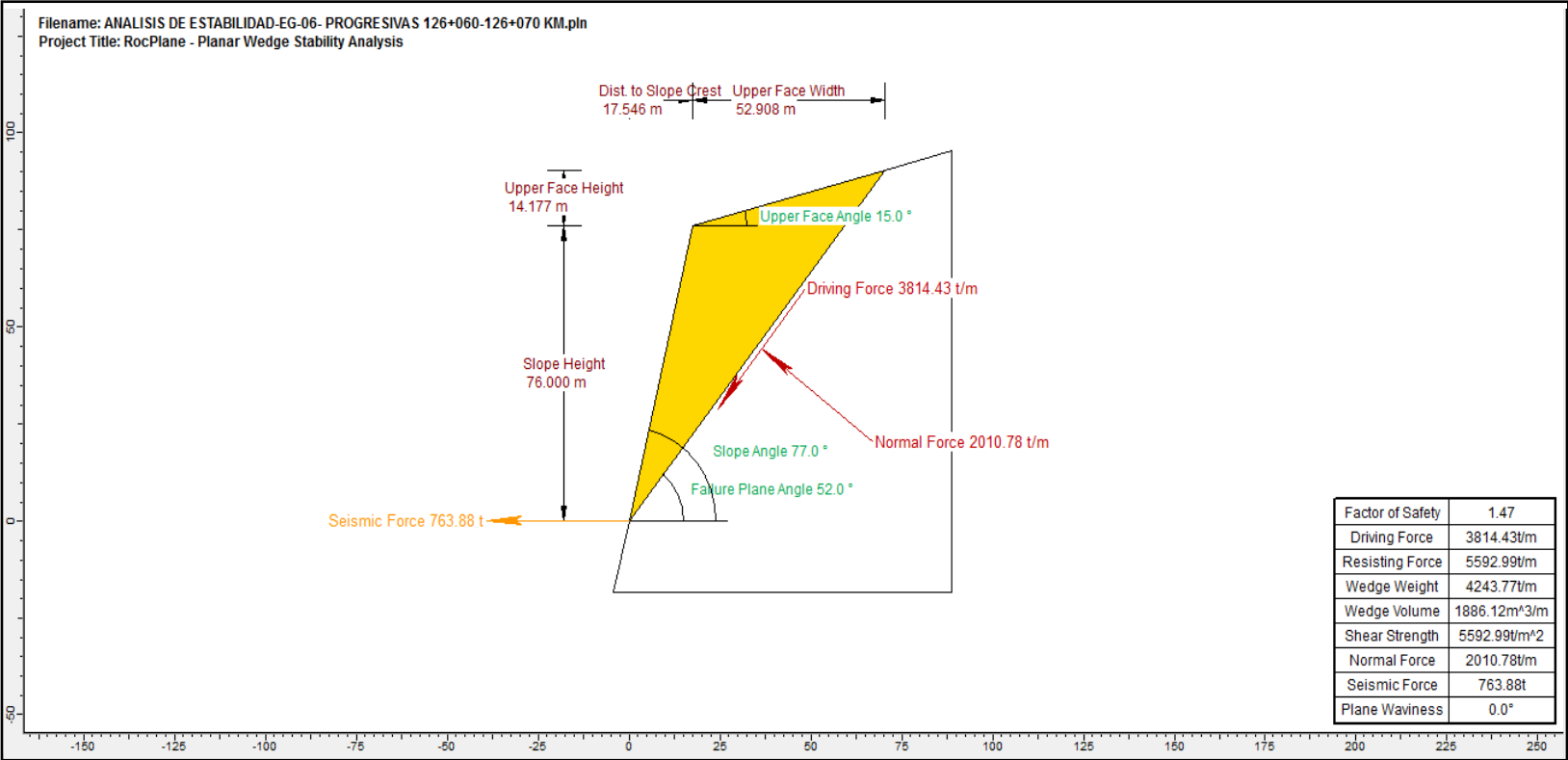
ESTACION GEOMECANICA - 3 (PROGRESIVAS km 125+930 – km 125+940)



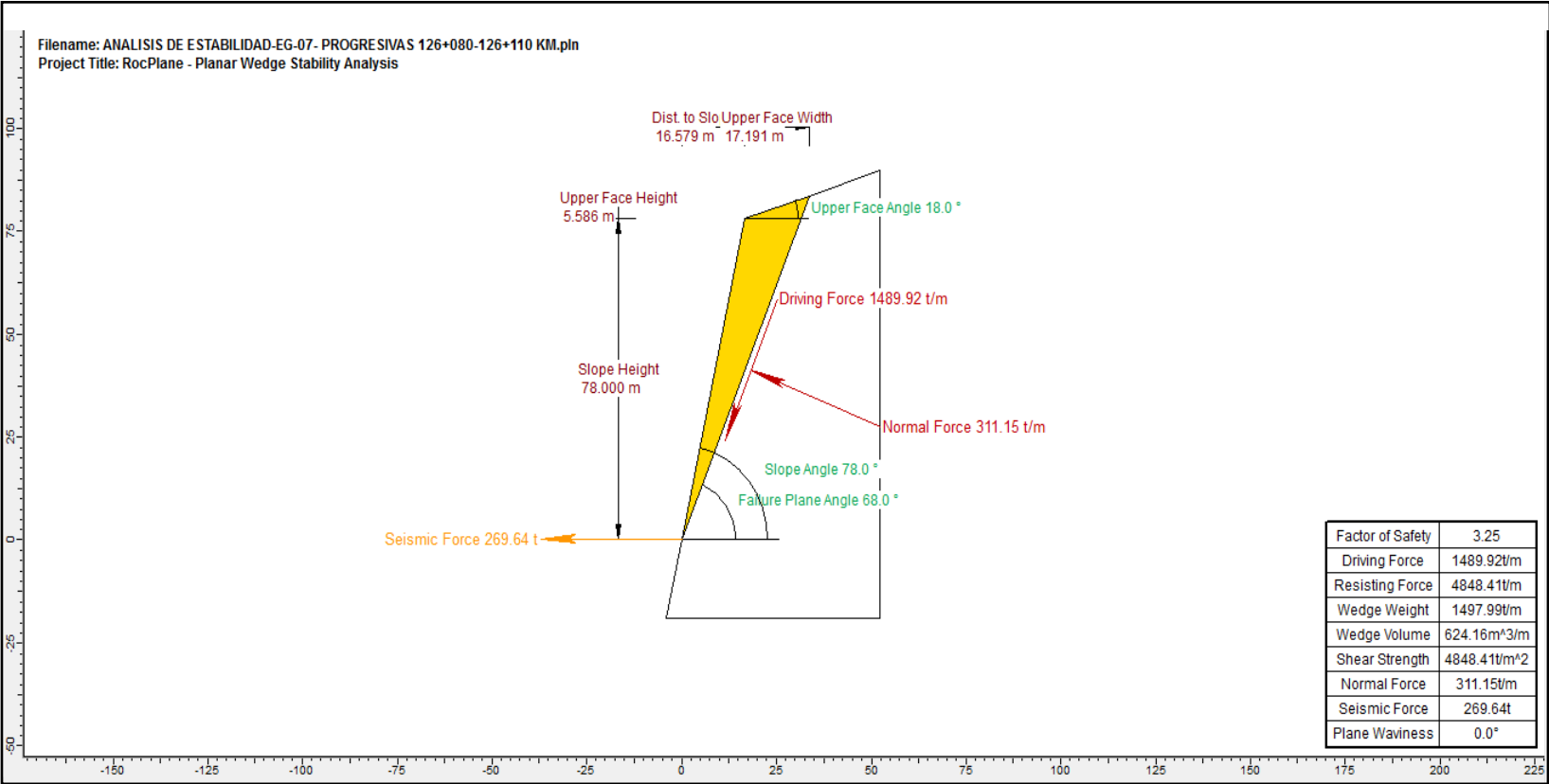
ESTACION GEOMECANICA - 4 (PROGRESIVAS km 126+000 – km 126+040)



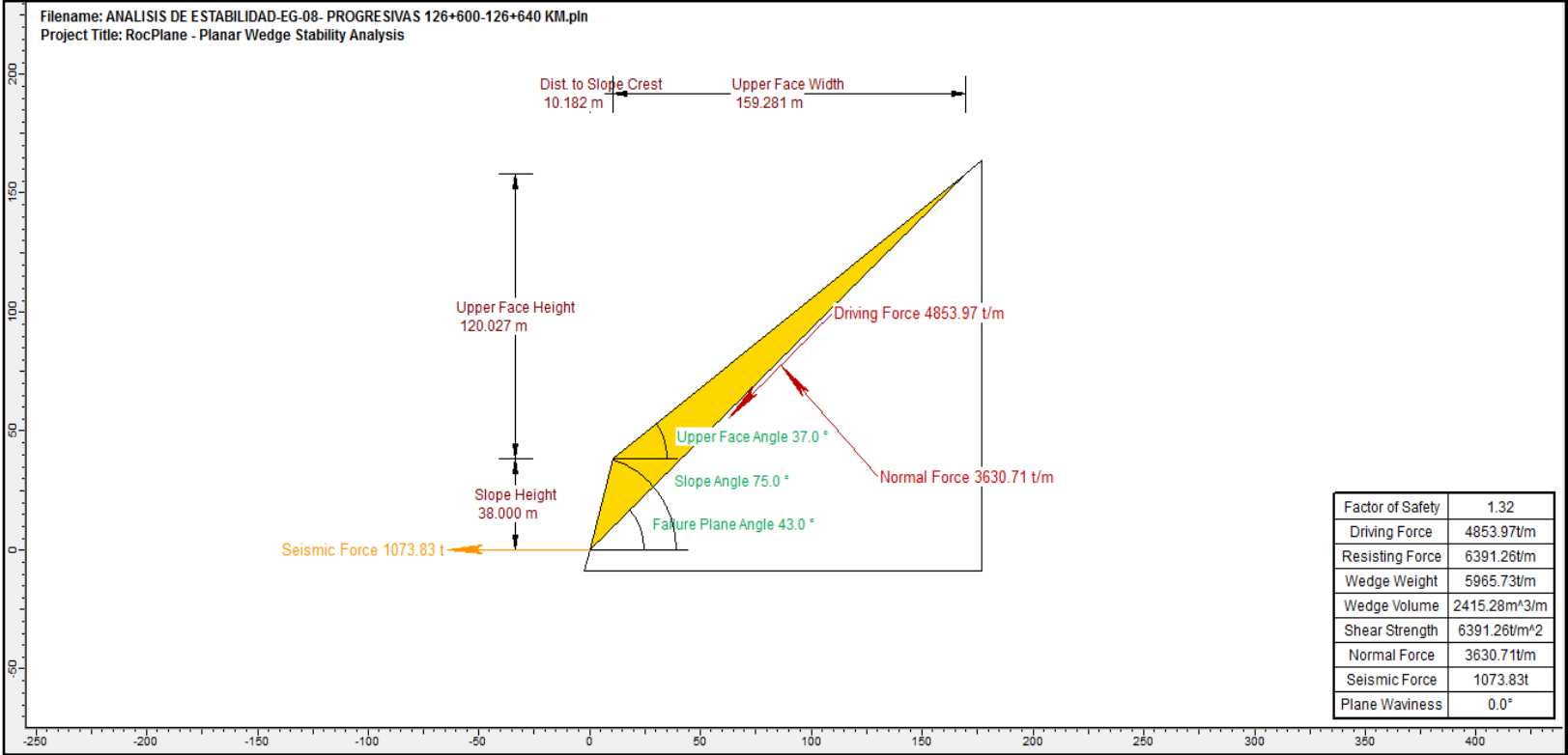
ESTACION GEOMECANICA - 6 (PROGRESIVAS km 126+060 – km 126+070)



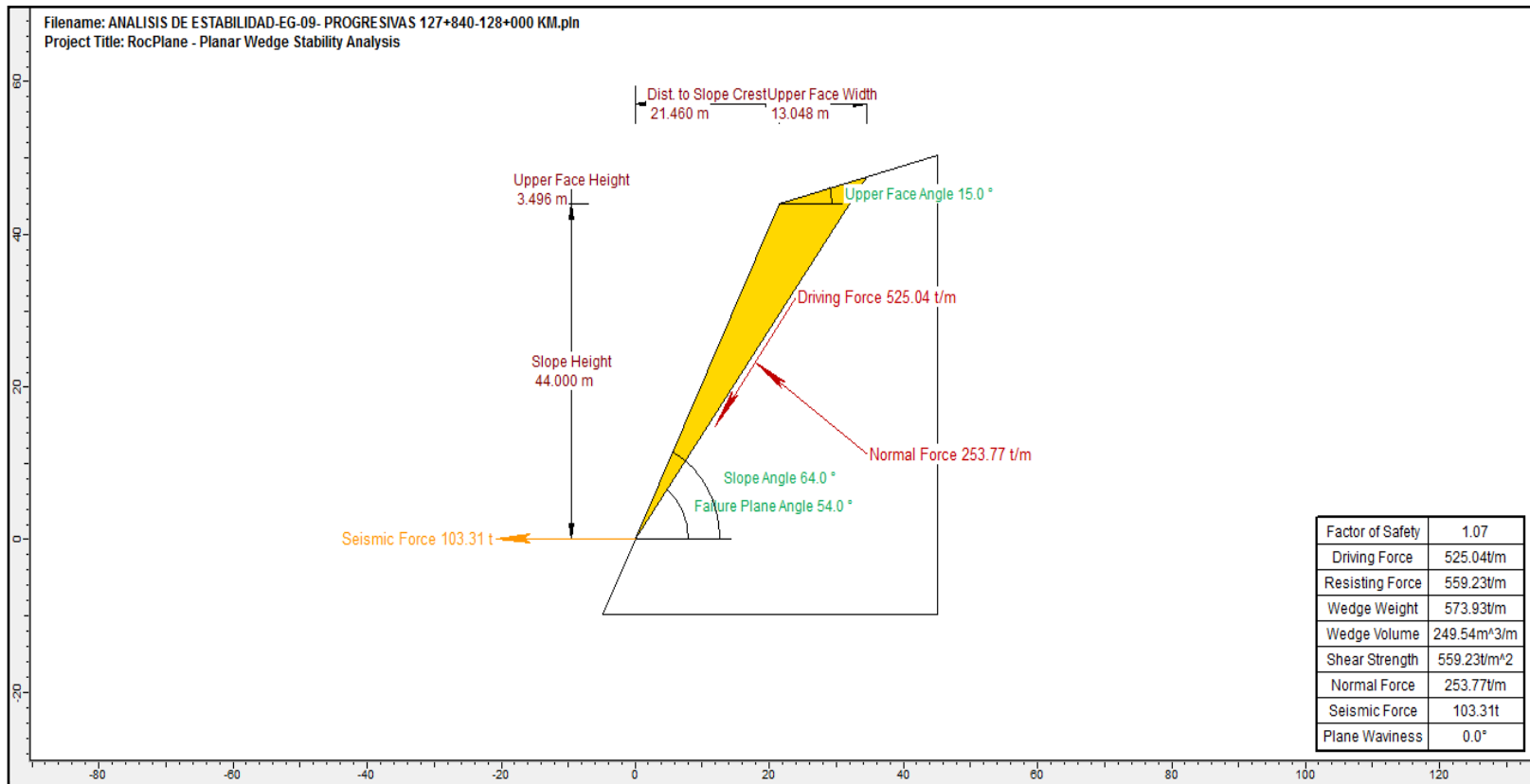
ESTACION GEOMECANICA - 7 (PROGRESIVAS km 126+080 – km 126+110)



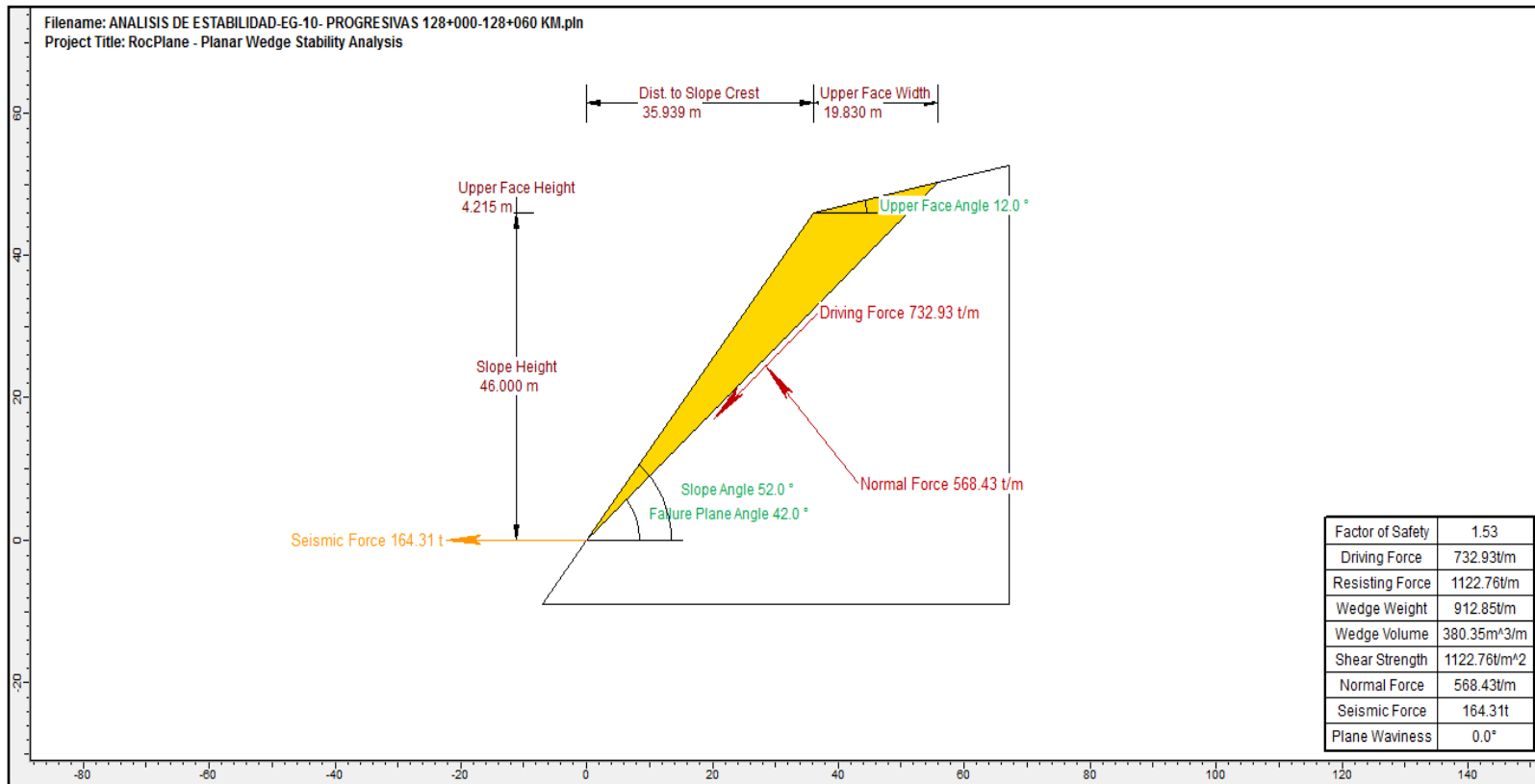
ESTACION GEOMECANICA - 8 (PROGRESIVAS km 126+600 – km 126+640)



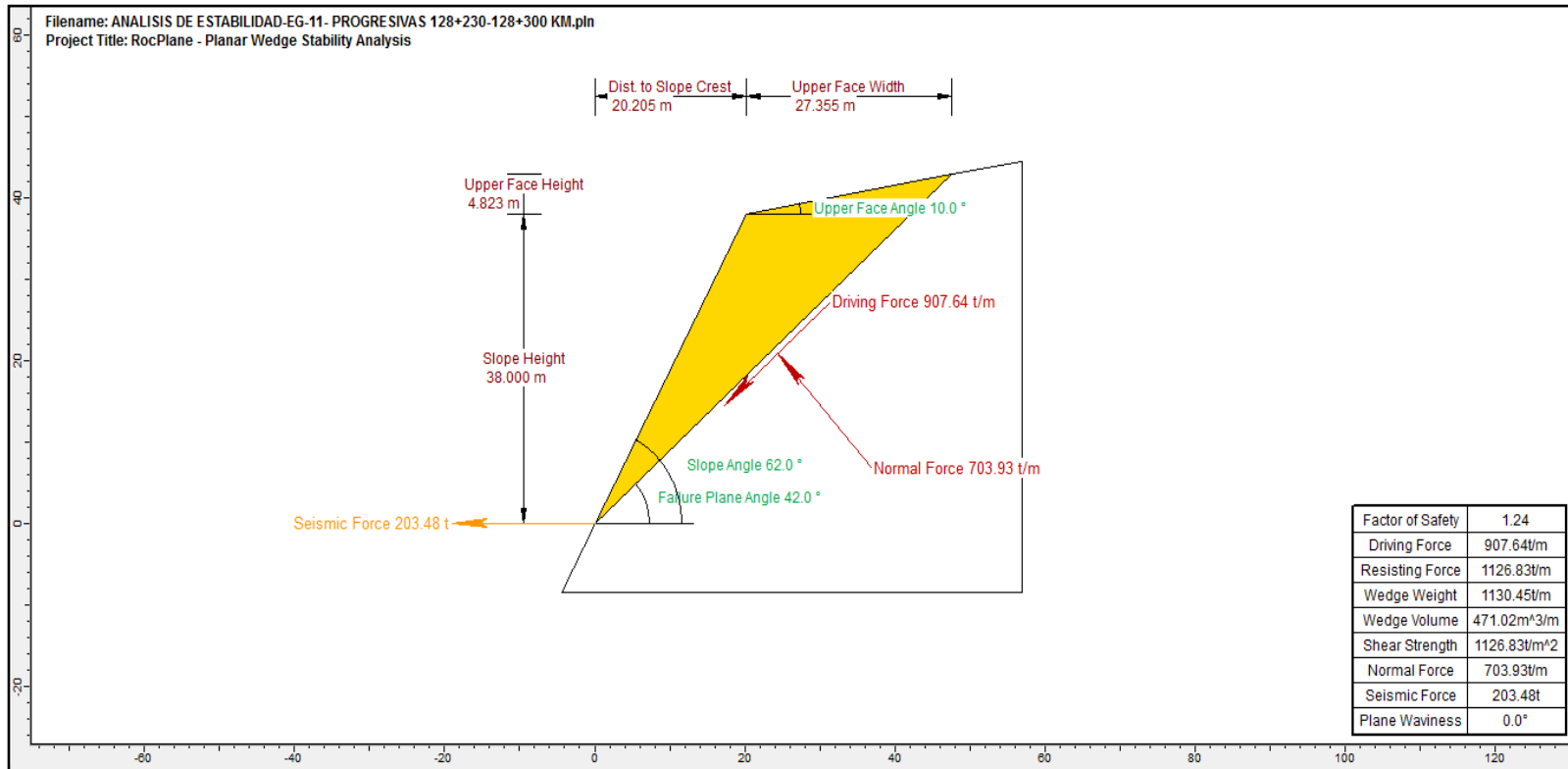
ESTACION GEOMECANICA – 9 (PROGRESIVAS km 127+840 – km 128+000)



ESTACION GEOMECANICA – 10 (PROGRESIVAS km 128+000 – km 128+060)



ESTACION GEOMECANICA – 11 (PROGRESIVAS km 128+230 – km 128+300)



A continuación se presenta un cuadro resumen de los factores de seguridad obtenidos para este tipo de rotura:

ESTACION GEOMECANICA	FACTOR DE SEGURIDAD	
	A. Estático	A Pseudoestatico
EG-01	3.46	2.7
EG-03	3.5	2.7
EG-04	1.4	1.06
EG-06	1.8	1.47
EG-07	3.7	3.25
EG-08	1.7	1.3
EG-09	1.4	1.06
EG-10	1.59	1.19
EG-11	1.16	1.19

Tabla 6.2. Cuadro resumen de factores de seguridad en roturas planares. (Propio)

En base al criterio de aceptabilidad del Dr. Ever Hoek (1991), en el caso de una rotura planar en taludes permanentes, el factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.5. Por lo que, en nuestra zona de estudios las estaciones geomecánicas; EG-4, EG-6, EG-8, EG-9, EG-10 y EG-11 se muestran inestables.

b. Rotura en Cuña

Este tipo de rotura se presenta en dos estaciones geomecánicas, para las cuales se aplicara la ecuación citada en el ítem 2.8.1. (B), del capítulo 2, el cual es:

$$FS = \frac{C_A A_A + C_B A_B + N_A \operatorname{tag} \phi_A + N_B \operatorname{tag} \phi_B}{F_D}$$

Donde:

$C_A C_B$ = Cohesión efectiva en las superficies de deslizamiento

$\phi_A \phi_B$ = Angulo de rozamiento interno efectivo de las superficies

$A_A A_B$ = Áreas de las superficies de deslizamiento A,B

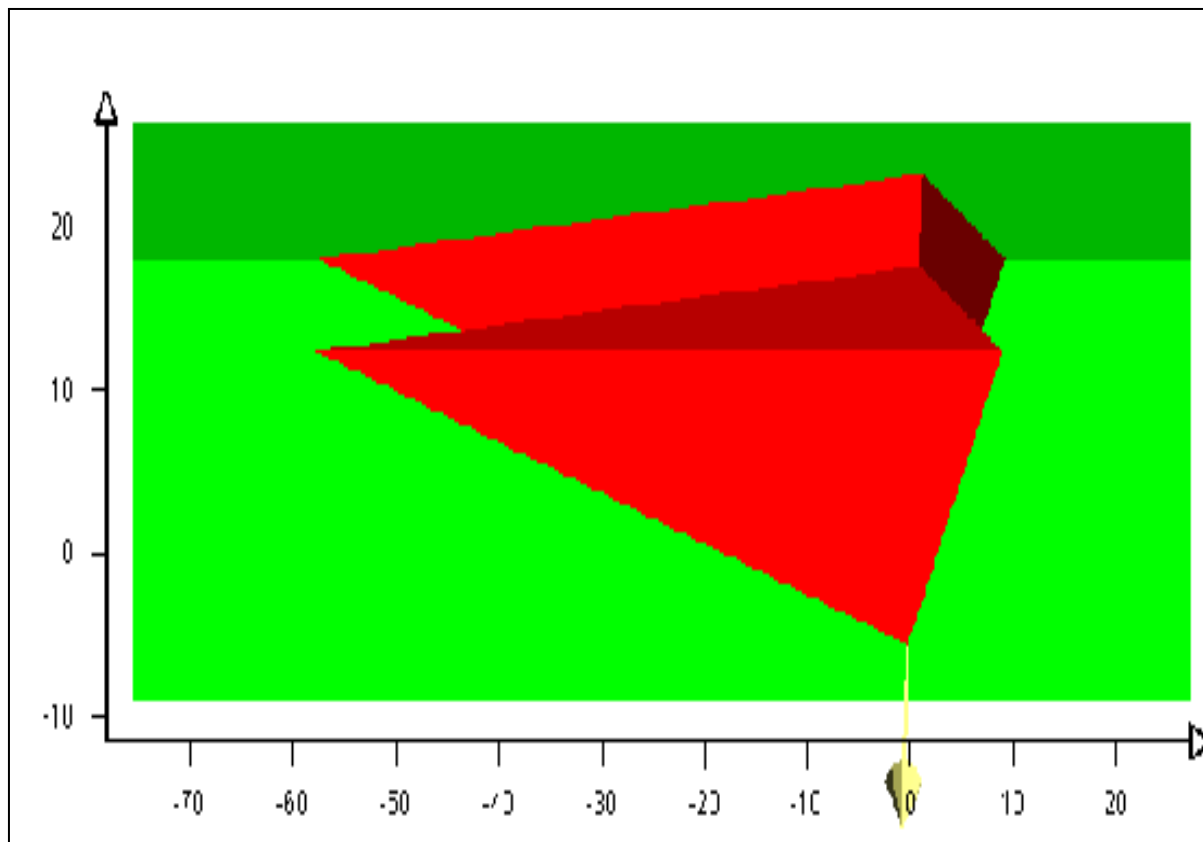
N_A = Reacción normal en el plano A

N_B = Reacción normal en el plano B

F_D = Resultante de los componentes que producen el deslizamiento.

Utilizando como herramienta de cálculo el software swedge, en las dos estaciones donde se presentó la rotura cuña.

ESTACION GEOMECANICA – 2 (PROGRESIVAS KM 124+660 –KM 124+680)



Document Name:
ESTACION 02.swd

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

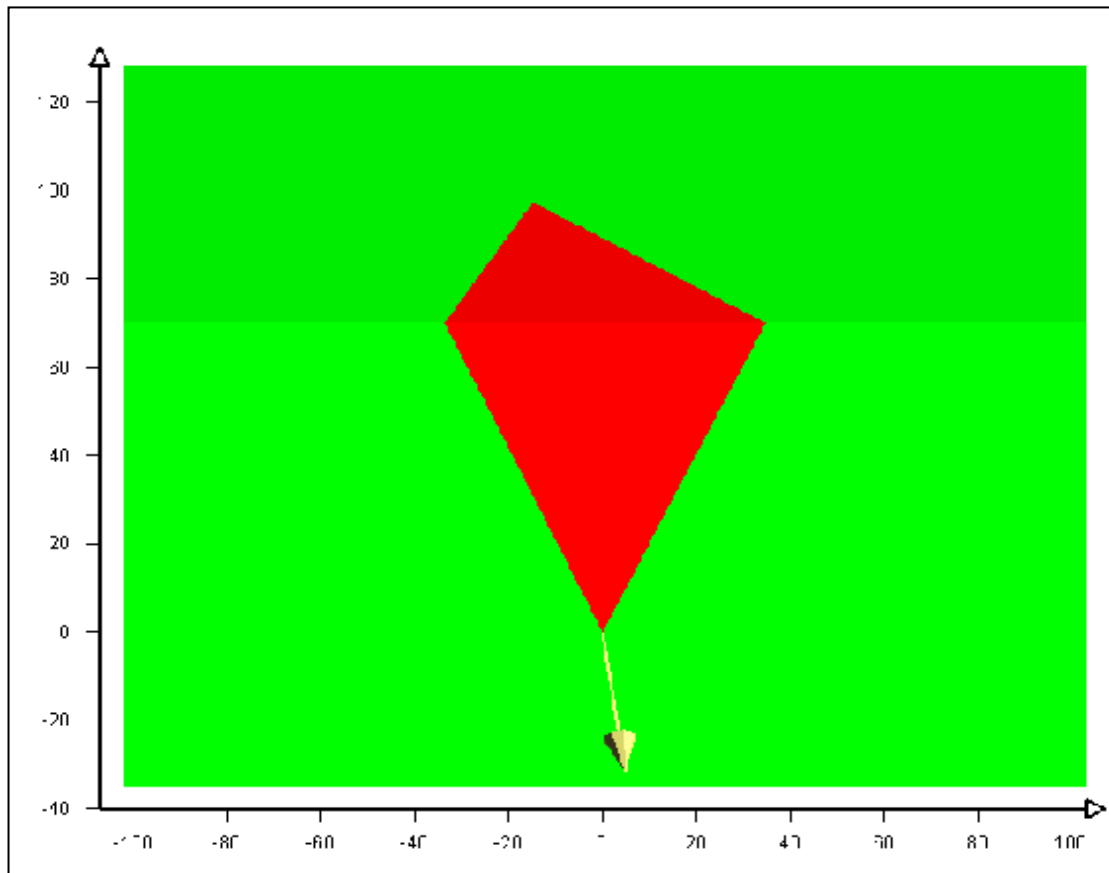
Analysis type=Deterministic
Safety Factor=2.32922
Wedge height(on slope)=18 m
Wedge width(on upper face)=24.9715 m
Wedge volume=4617.03 m³
Wedge weight=10249.8 tonnes
Wedge area (joint1)=1103.12 m²
Wedge area (joint2)=264.13 m²
Wedge area (slope)=622.528 m²
Wedge area (upper face)=834.208 m²
Normal force (joint1)=6969.8 tonnes
Normal force (joint2)=1915.34 tonnes
Driving force=8210.27 tonnes
Resisting force=19123.6 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=1844.97 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=38.3904 deg, trend=177.222 deg
length=37.345 m

ESTACION GEOMECANICA – 5 (PROGRESIVAS KM 126+040 –KM 126+050)



Document Name:
ESTACION 05.swd

Job Title:
SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.58487
Wedge height(on slope)=70 m
Wedge width(on upper face)=56.4514 m
Wedge volume=39448.1 m³
Wedge weight=90730.6 tonnes
Wedge area (joint1)=2222.31 m²
Wedge area (joint2)=2935.1 m²
Wedge area (slope)=2396.92 m²
Wedge area (upper face)=1932.99 m²
Normal force (joint1)=33167.4 tonnes
Normal force (joint2)=25457.6 tonnes
Driving force=101959 tonnes
Resisting force=161592 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=21775.4 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=62.0988 deg, trend=252.268 deg
length=110.175 m

A continuación se muestra un resumen del análisis de equilibrio límite realizado de la zona de estudio.

ESTACION GEOMECANICA	FACTOR DE SEGURIDAD	
	A. Estático	A Pseudoestatico
EG-02	3	2.32
EG-05	3.95	3.28

Tabla 6.3. Cuadro resumen de factores de seguridad en roturas en cuña. (Propio)

En base al criterio de aceptabilidad de Hoek (1991), en el caso de una rotura cuña en taludes permanentes, el factor de seguridad también debe ser mayor o igual a 1.5. Entonces en estas roturas tipo cuña, presentes en nuestra zona de estudio son estables.

c. Rotura por Vuelco

Para este tipo de rotura se ha aplicado el ábaco de Hoek, descrito en el ítem 2.8.1.(C); se calcula el factor de seguridad con la siguiente ecuación:

$$FS = (b/h) / \operatorname{tg} \alpha$$

Reemplazando valores ($b = 3\text{m}$, $h = 10\text{ m}$, $\alpha = 54^\circ$)

Para esta estación geomecánica el factor de seguridad es igual a 0.21, lo que nos indica existencia de inestabilidad.

CONCLUSIONES

- Se concluye que los tramos de zonas inestables para el análisis pseudoestático se ubican en las progresivas: 126+000 – 126+040 (EG-04); 126+060 – 126+070 (EG-06); 126+600 – 126+640 (EG-08); 127+840 – 128+000 (EG-09); 128+000 – 128+060 (EG-10); 128+230 – 128+300 (EG-11); 128+915 – 129+000 (EG-12).
- Se concluye que realizando la comparación entre el criterio de Morh - Coulomb, y el criterio de Hoek-Brown, este último se ajusta mejor a los rangos establecido por Bieniawski 1989, en este caso.
- Mediante el análisis cinemático se determinó los tipos de roturas presentes en nuestra zona de estudio, los cuales fueron: rotura en cuña, vuelco y planar, siendo este último el más predominante.
- Los factores de seguridad presentes en los taludes analizados varían de: 3.95 a 1.4 para el análisis estático y de 3.28 a 1.06 para el análisis Pseudoestático.
- Para realizar un análisis de estabilidad es importante contar con los parámetros de la geometría del talud (altura, ángulo), debido a que este influye de forma favorable o desfavorable en el cálculo del factor de seguridad.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda para los tramos de las zonas inestables lo siguiente:
 - En tramo de las progresivas 126+000 – 126+040 (EG-04); un ángulo óptimo de 53° para el factor de seguridad de 1.51.
 - En tramo de las progresivas 126+060 – 126+070 (EG-06); un ángulo óptimo de 73° para el factor de seguridad de 1.51.
 - En tramo de las progresivas 126+600 – 126+640 (EG-08); un ángulo óptimo de 64° para el factor de seguridad de 1.51.
 - En tramo de las progresivas 127+840 – 128+000 (EG-09); un ángulo óptimo de 58° para el factor de seguridad de 1.51.
 - En tramo de las progresivas 128+000 – 128+060 (EG-10); un ángulo óptimo de 52° para el factor de seguridad de 1.51.
 - En tramo de las progresivas 128+230 – 128+300 (EG-11); un ángulo óptimo de 53° para un factor de seguridad de 1.52.
 - En tramo de las progresivas 128+915 – 129+000 (EG-12); se

recomienda liberar la carga de la parte superior del talud.

- Se recomienda realizar ensayos triaxiales, para determinar el ángulo de fricción y cohesión de la roca, y a su vez determinar la constante de resistencia del material (mi).
- Se recomienda aplicar la norma técnica de construcción civil, referente a la construcción de banquetas para taludes mayores de 10 m. de altura.
- Se recomienda realizar mantenimientos periódicos a los taludes.

BIBLIOGRAFIA

- LUIS I. GONZALEZ DE VALLEJO, “ingeniería geológica” (Madrid, 2003).
- D.F.COATES, “Fundamentos de la Mecánica de rocas” (1997).
- BIENIAWSKI, “Engineering Rock Mass Classifications” (U.S.A 1989).
- HERNAN GAVILES J. Y BYRORON ANDRADE. “Introducción a la ingeniería de túneles, clasificación y caracterización de macizos rocoso.” (2004).
- HOEK, E. “Rock Slope Engineering” (1973).
- MEZA A. PABLO R. “Teoría y guía práctica de mecánica de rocas” (1999).
- MANUEL PASTOR & CLAUDIO TAMAGNINI, Numerical Modelling in Geomechanics (2004).
- PEDRO RAMIREZ OYANGUREN, LEANDRO ALEJANO MONGE “Mecánica de rocas; Fundamentos e ingeniería de taludes”.
- P. PANIUKOV, “Geología Aplicada a la Ingeniería (1981).
- STEPHEN, D. “Discontinuity Analysis for Rock Engineering” (1993).
- TERUYA, J. “Estructuras Geológicas” (2001).

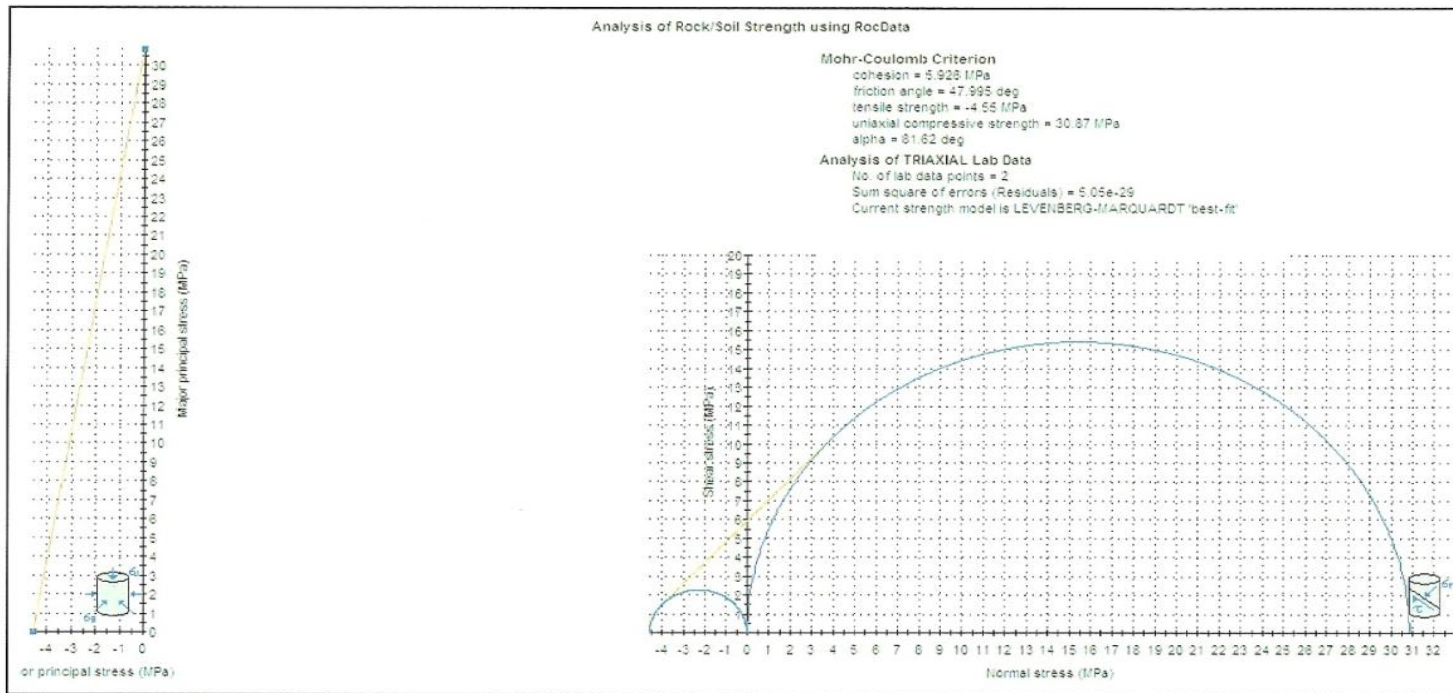
ANEXO 1

Se detalla los de criterios de ruptura
-Criterio de ruptura de Mohr-Coulomb (1A)
-Criterio de ruptura de Hoek – Brown (1B)

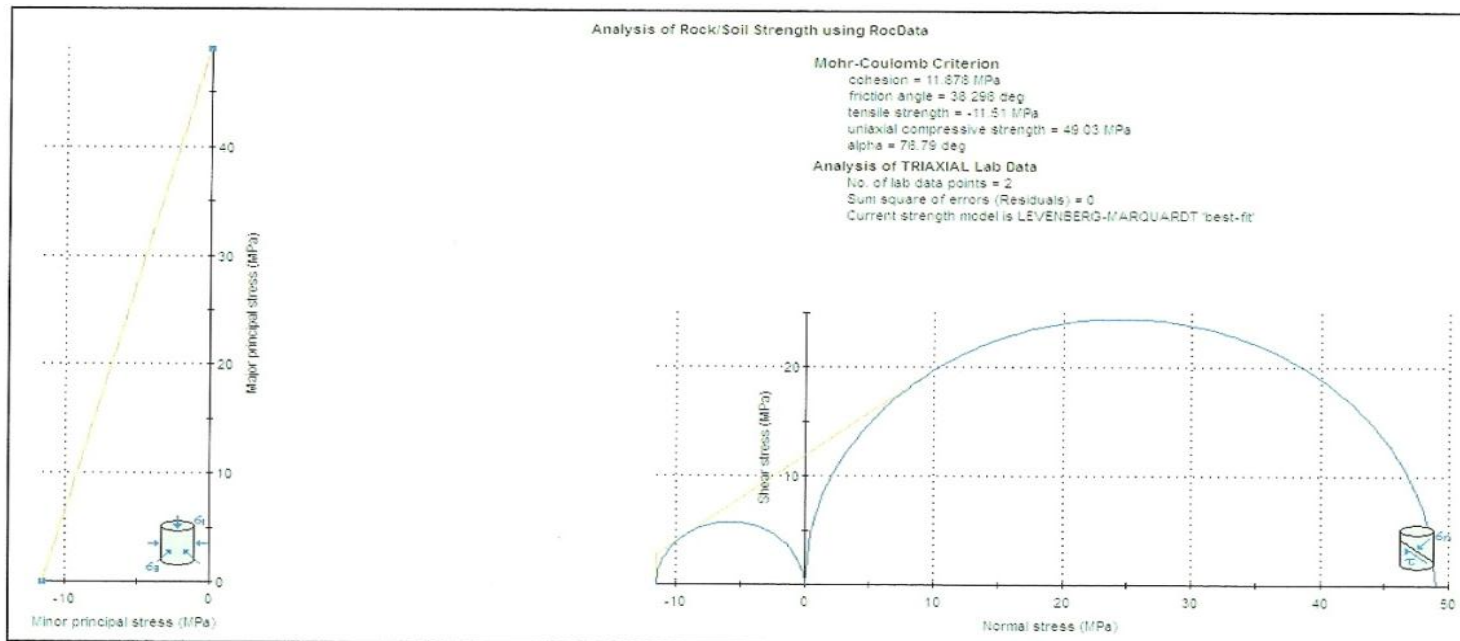
ANEXO 1A

Criterio de ruptura de Mohr-Coulomb

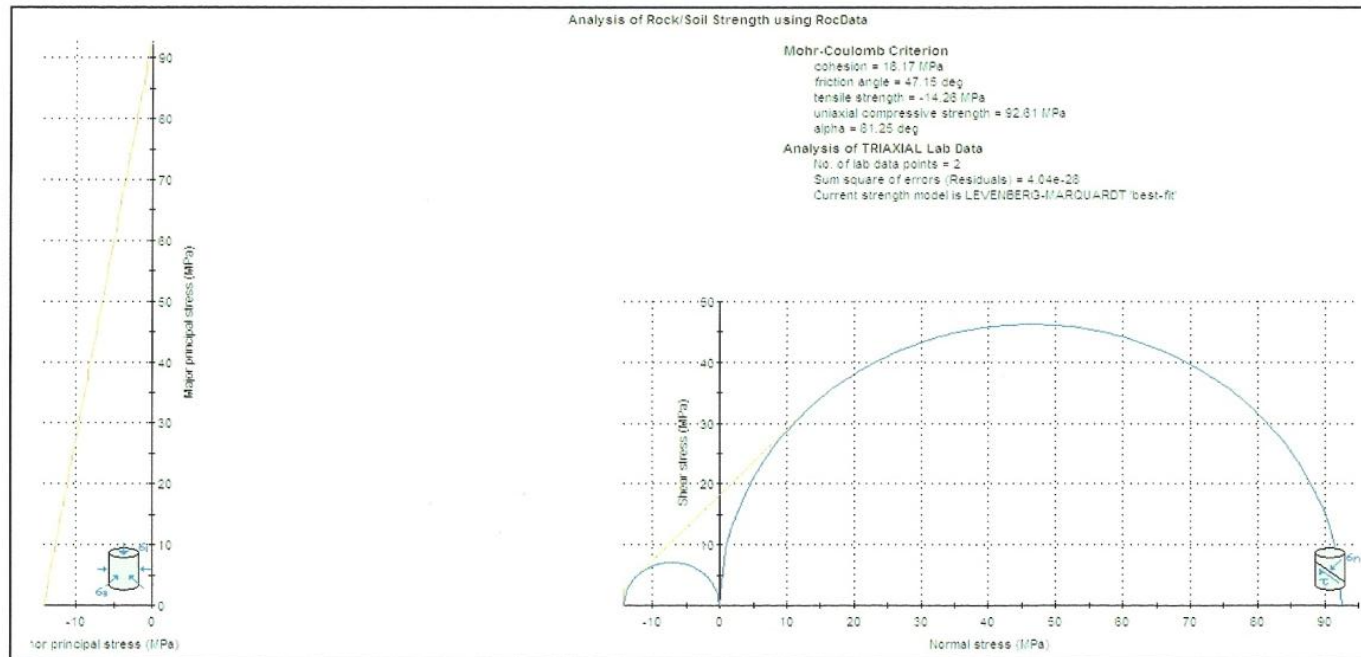
ESTACION GEOMECANICA - 1 (PROGRESIVAS km 124+560 – km 124+580)



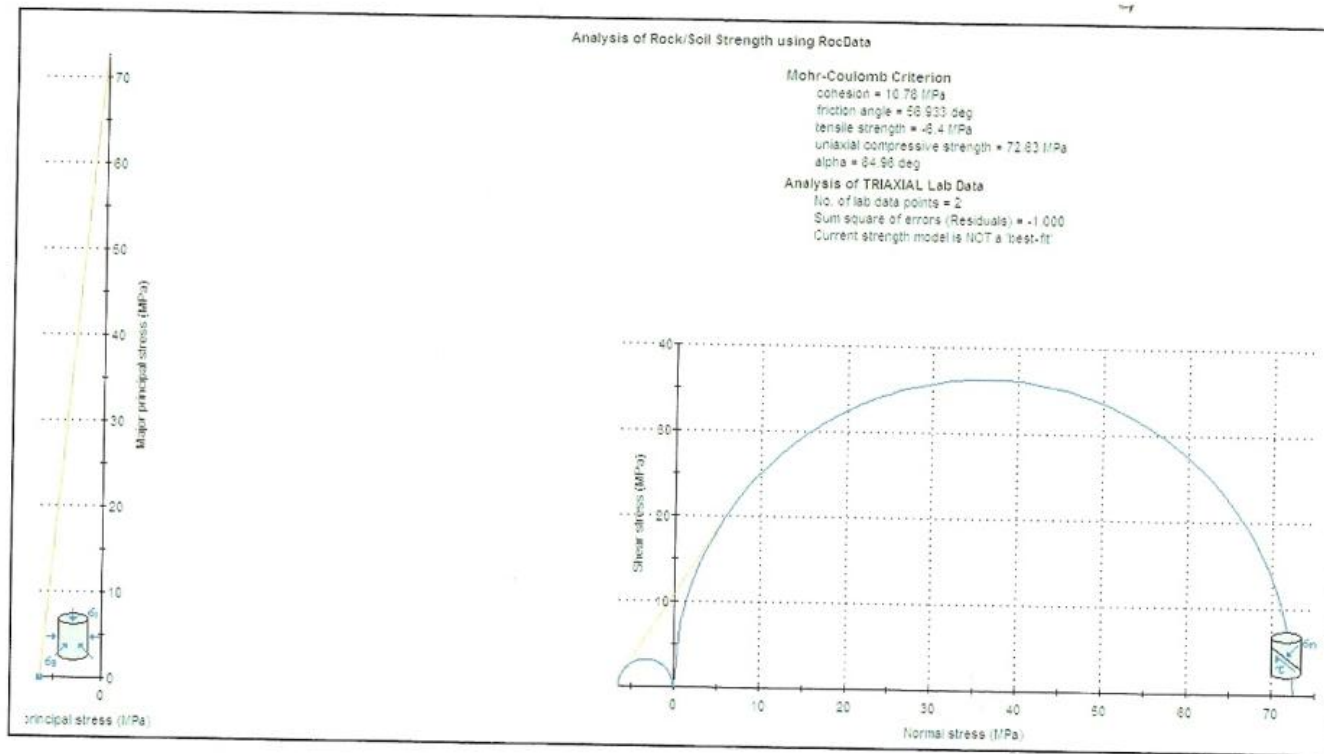
ESTACION GEOMECANICA – 2 (PROGRESIVAS km 124+660 – km 124+680)



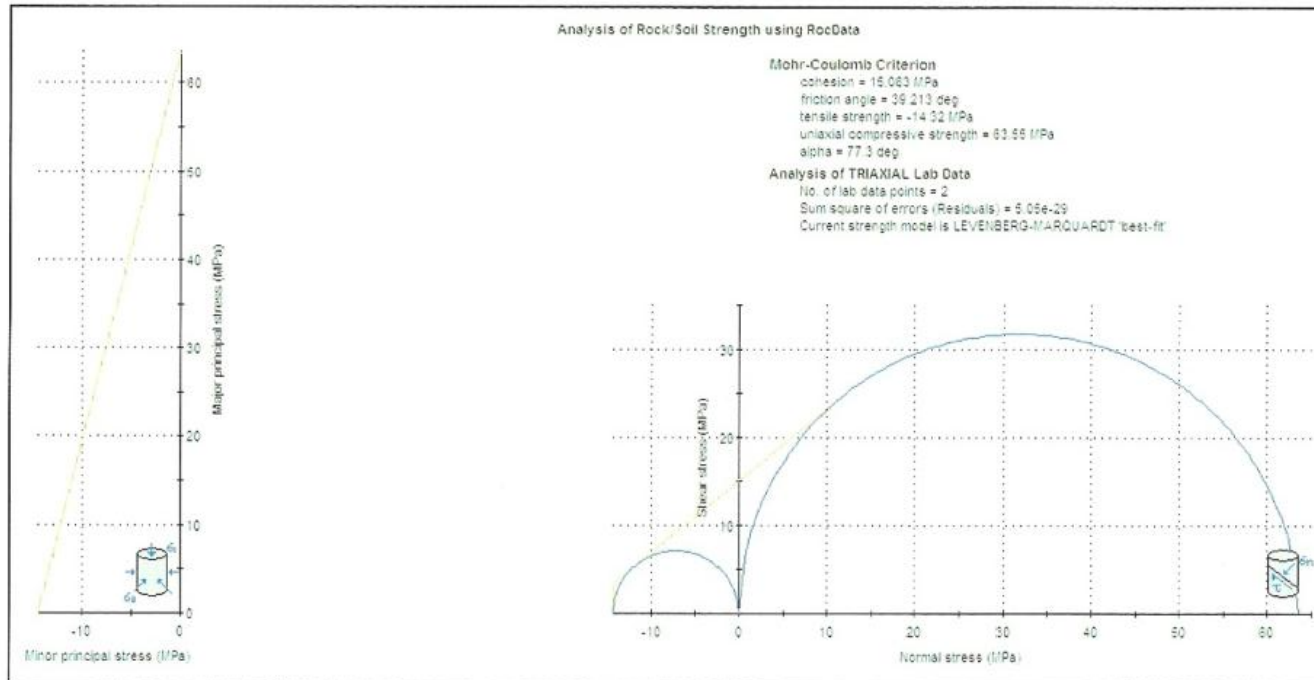
ESTACION GEOMECANICA - 3 (PROGRESIVAS KM 125+930 –KM 125+940)



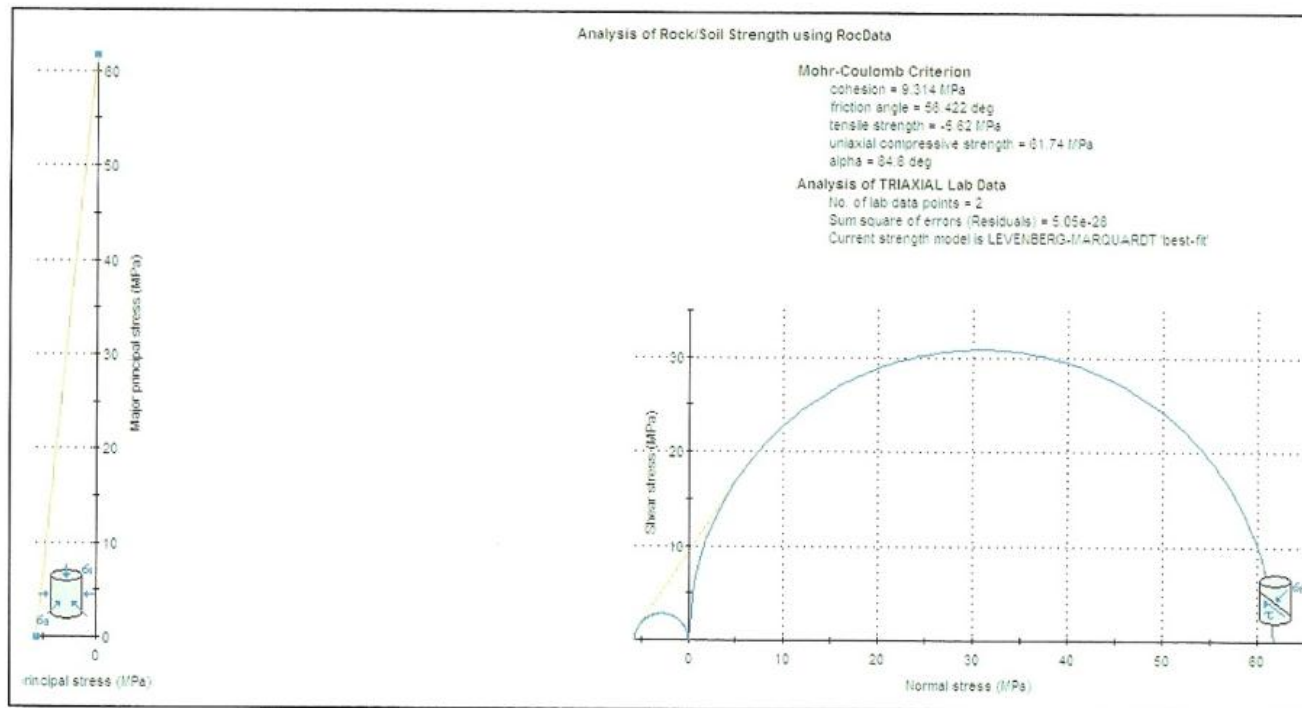
ESTACION GEOMECANICA - 4 (PROGRESIVAS km 126+000 – km 126+040)



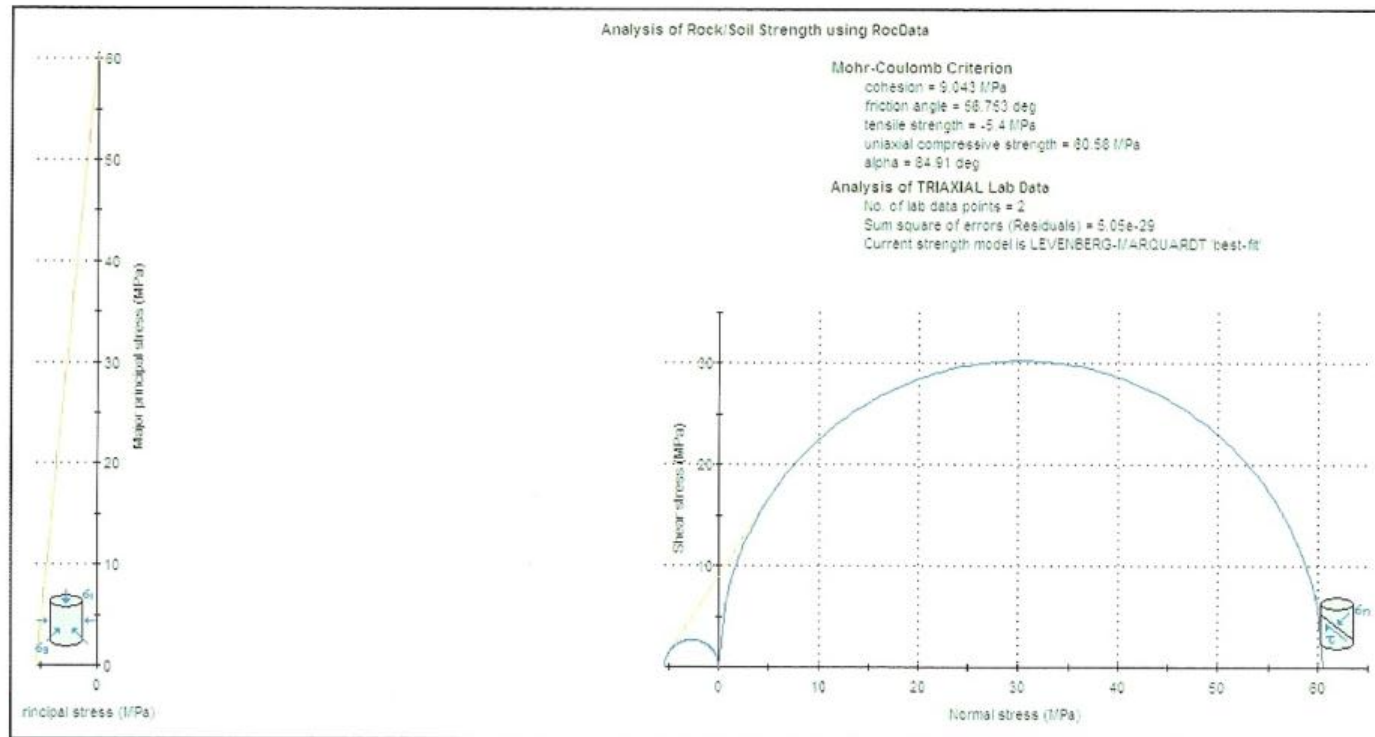
ESTACION GEOMECANICA – 5 (PROGRESIVAS km 126+040 – km 126+050)



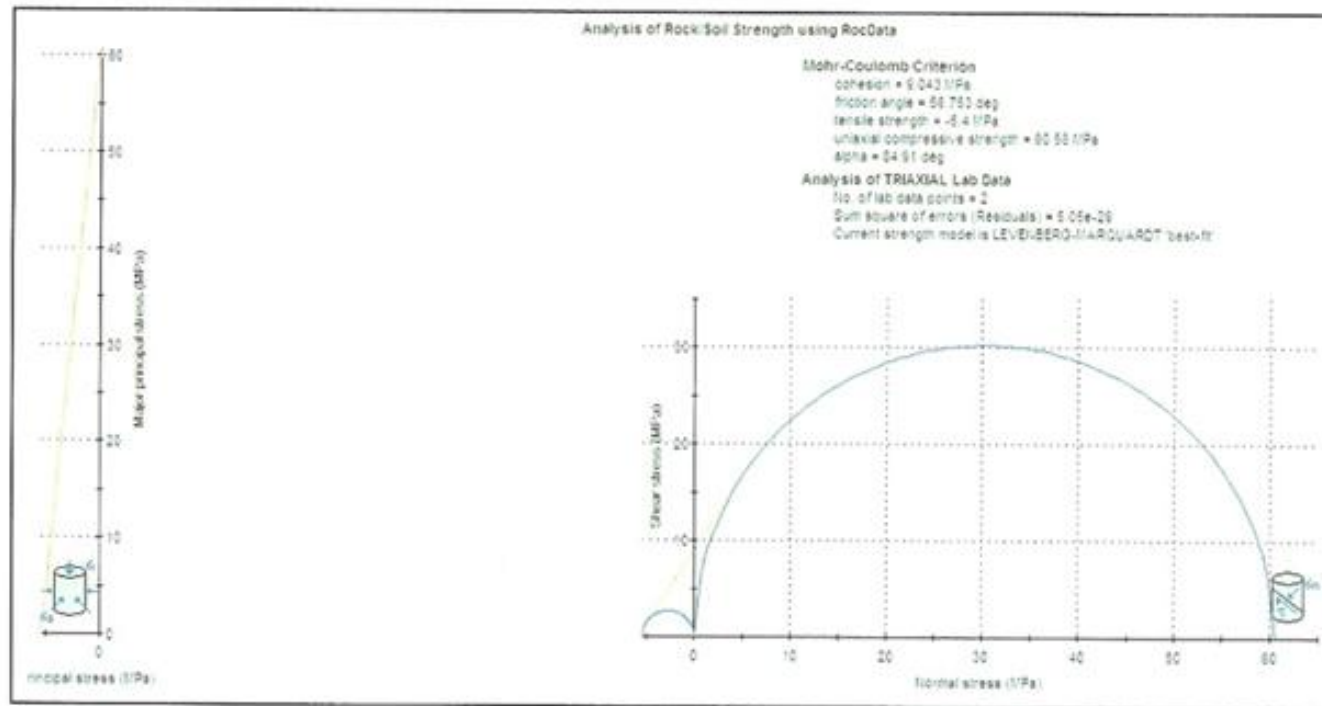
ESTACION GEOMECANICA - 6 (PROGRESIVAS km 126+060 – km 126+070)



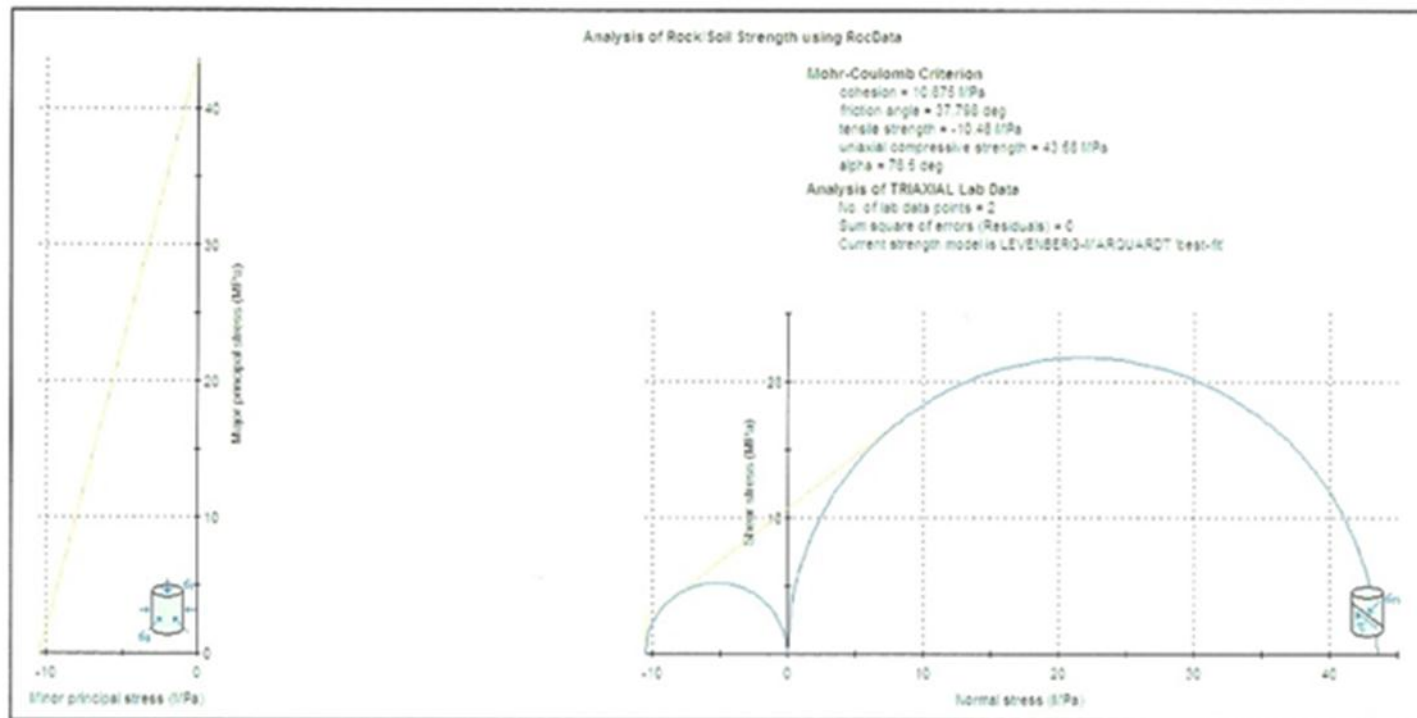
ESTACION GEOMECANICA - 7 (PROGRESIVAS km 126+080 – km 126+110)



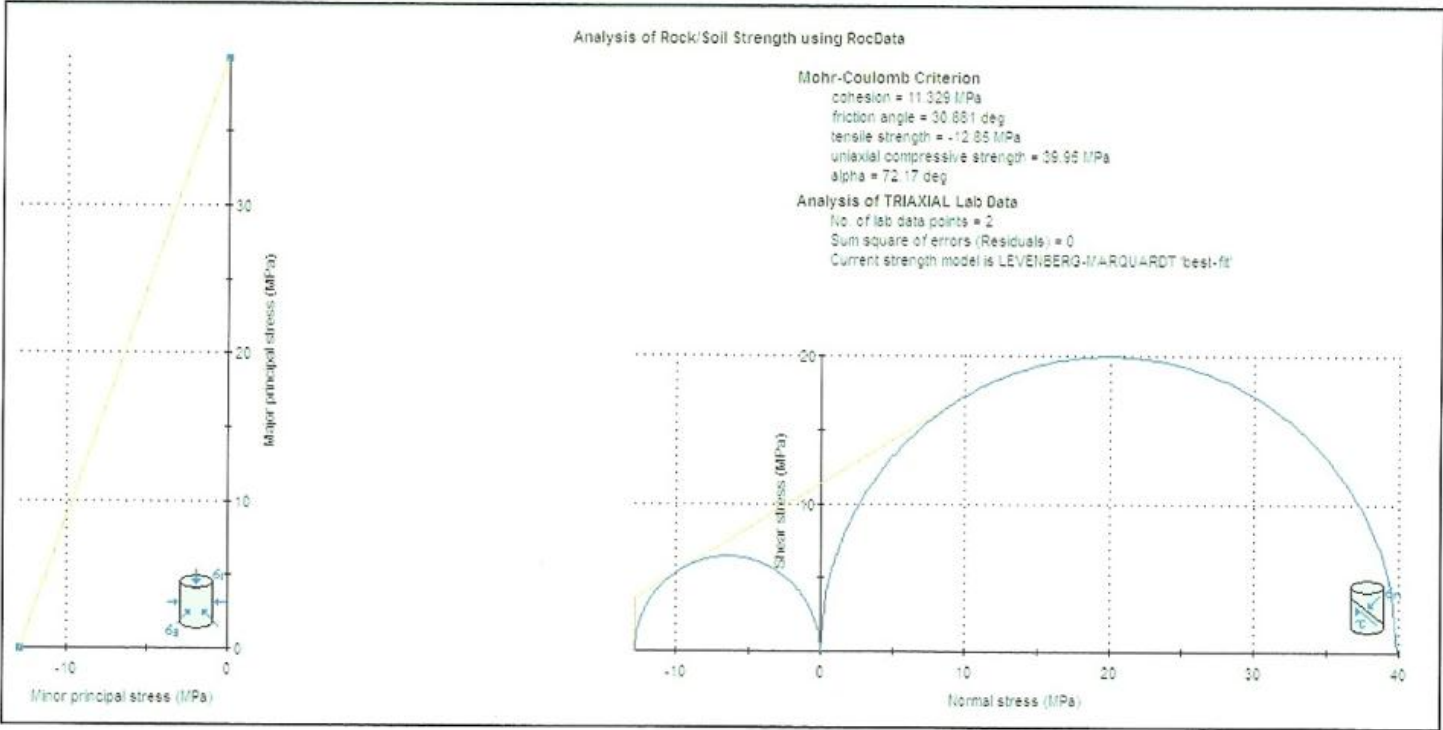
ESTACION GEOMECANICA - 8 (PROGRESIVAS km 126+600 – km 126+640)



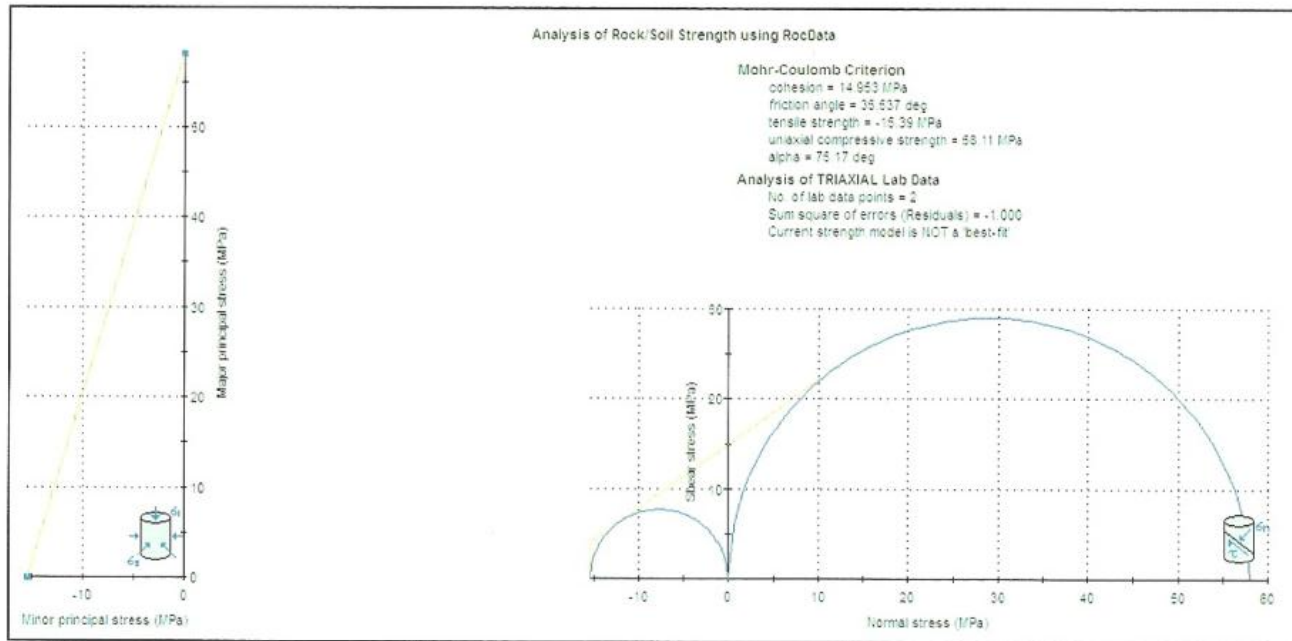
ESTACION GEOMECANICA – 9 (PROGRESIVAS km 127+840 – km 128+000)



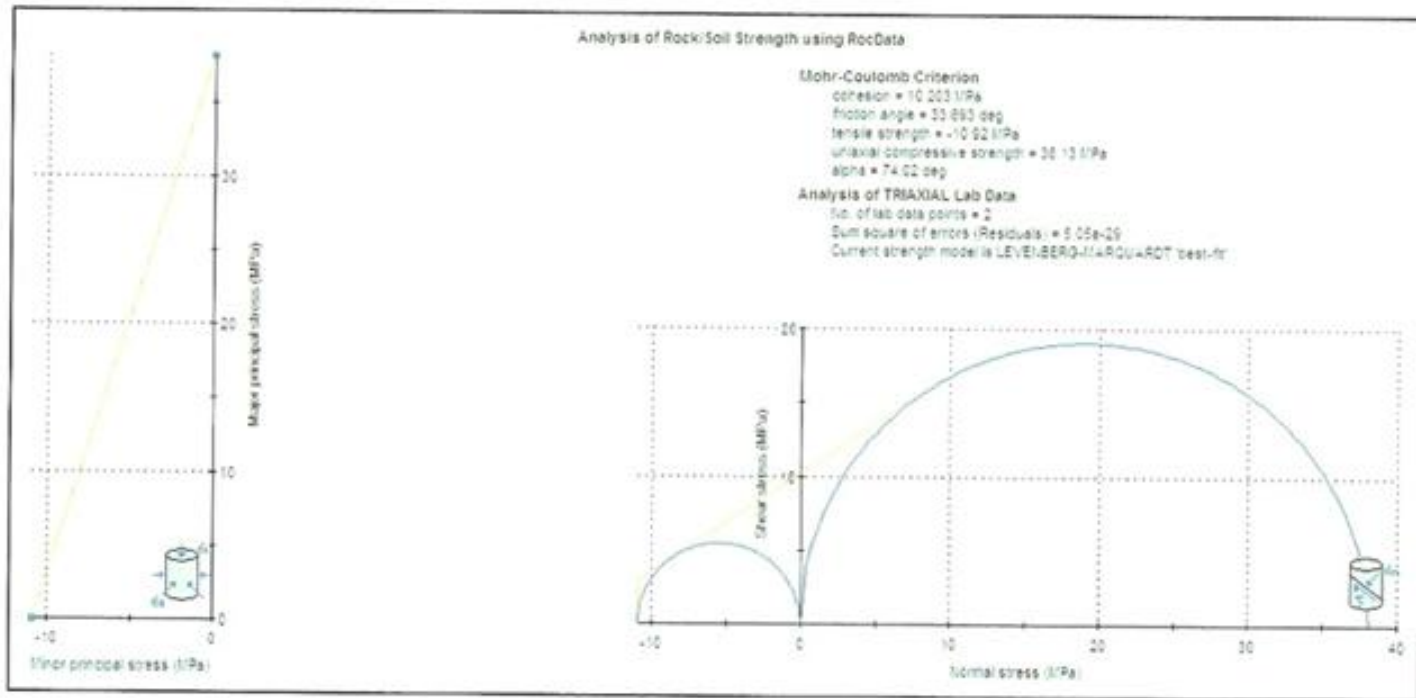
ESTACION GEOMECANICA – 10 (PROGRESIVAS km 128+000 – km 128+060)



ESTACION GEOMECANICA – 11 (PROGRESIVAS km 128+230 – km 128+300)



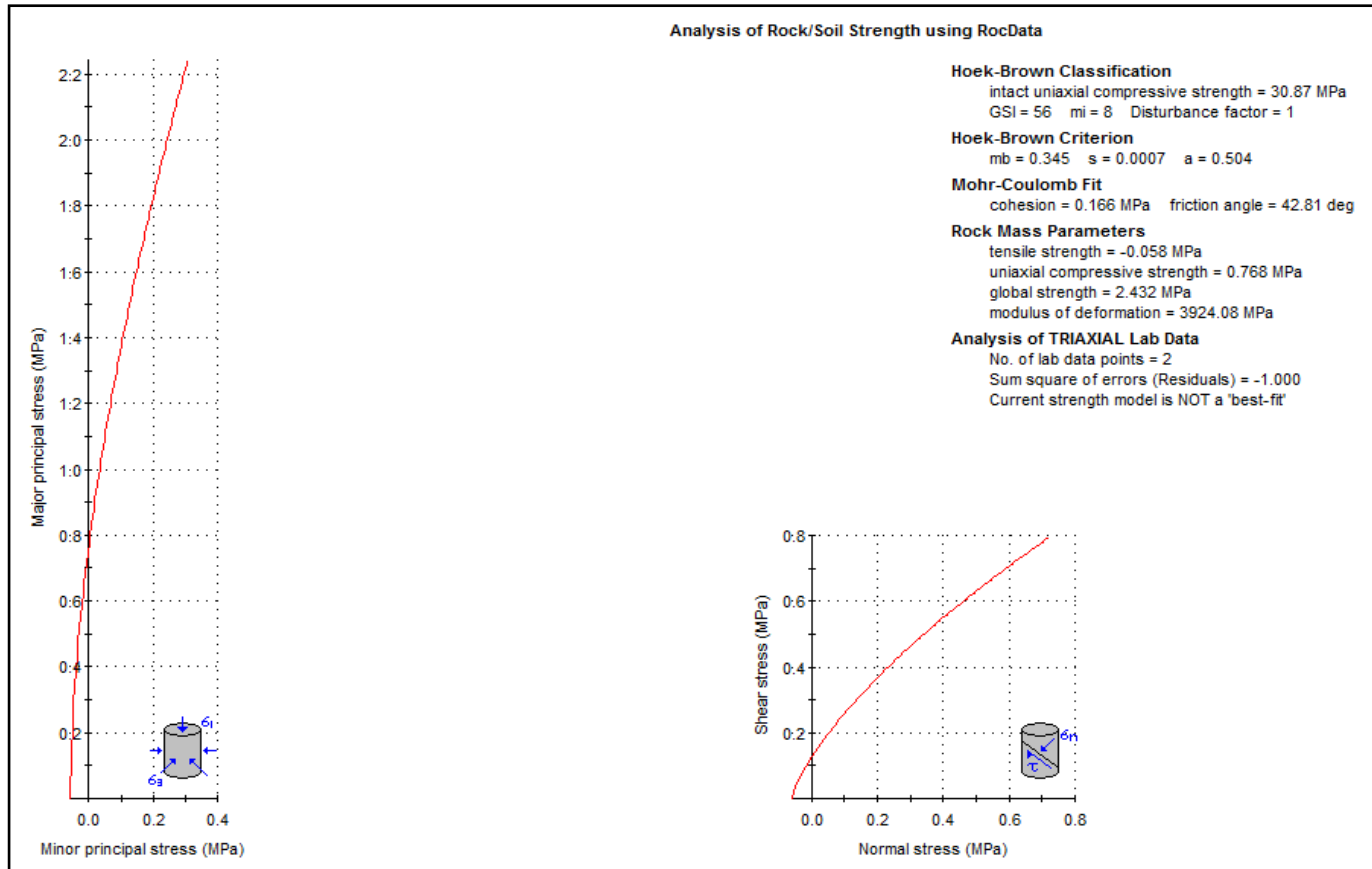
ESTACION GEOMECANICA – 12 (PROGRESIVAS km 128+9150 – km 129+000)



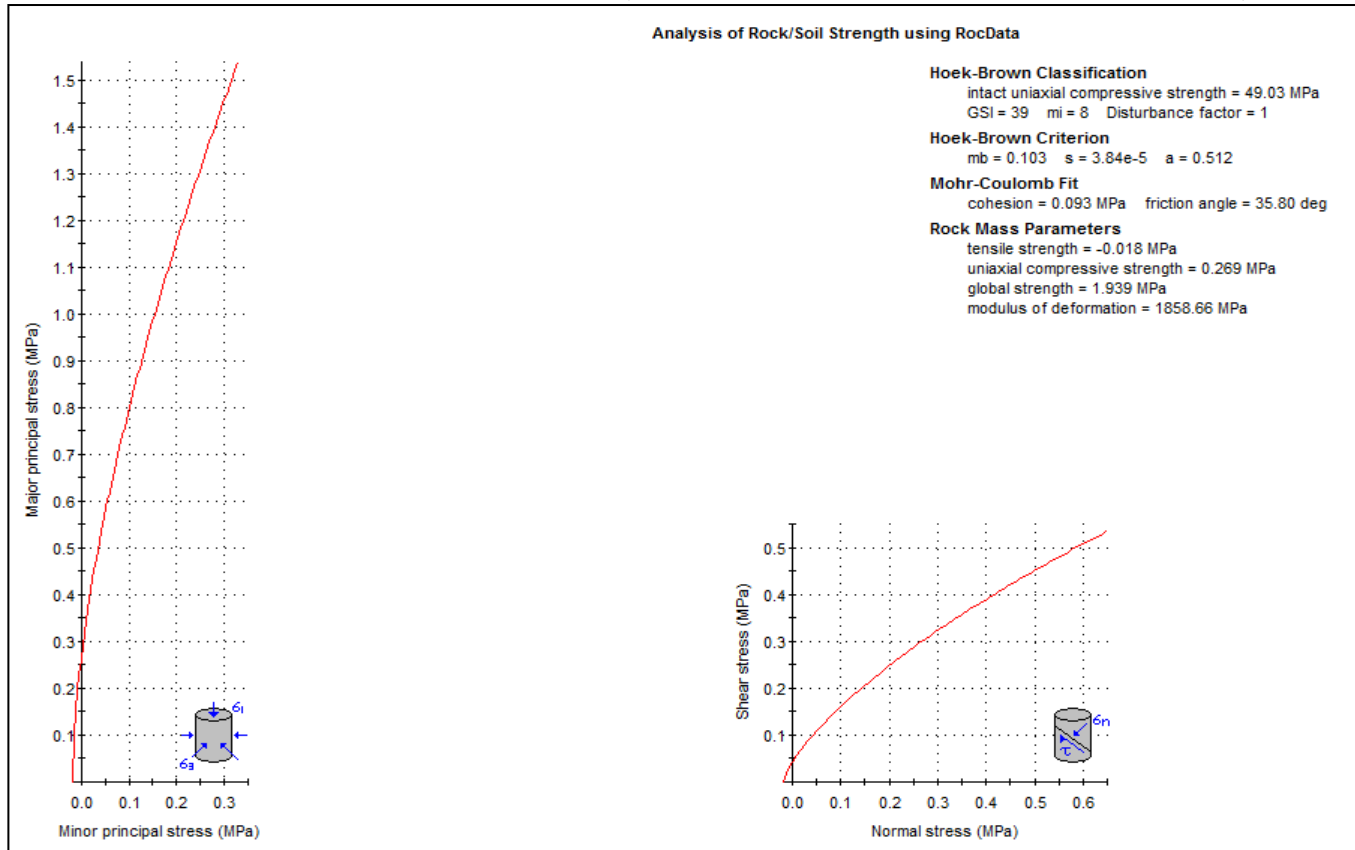
ANEXO 1B

Criterio de ruptura de Hoek-Brown

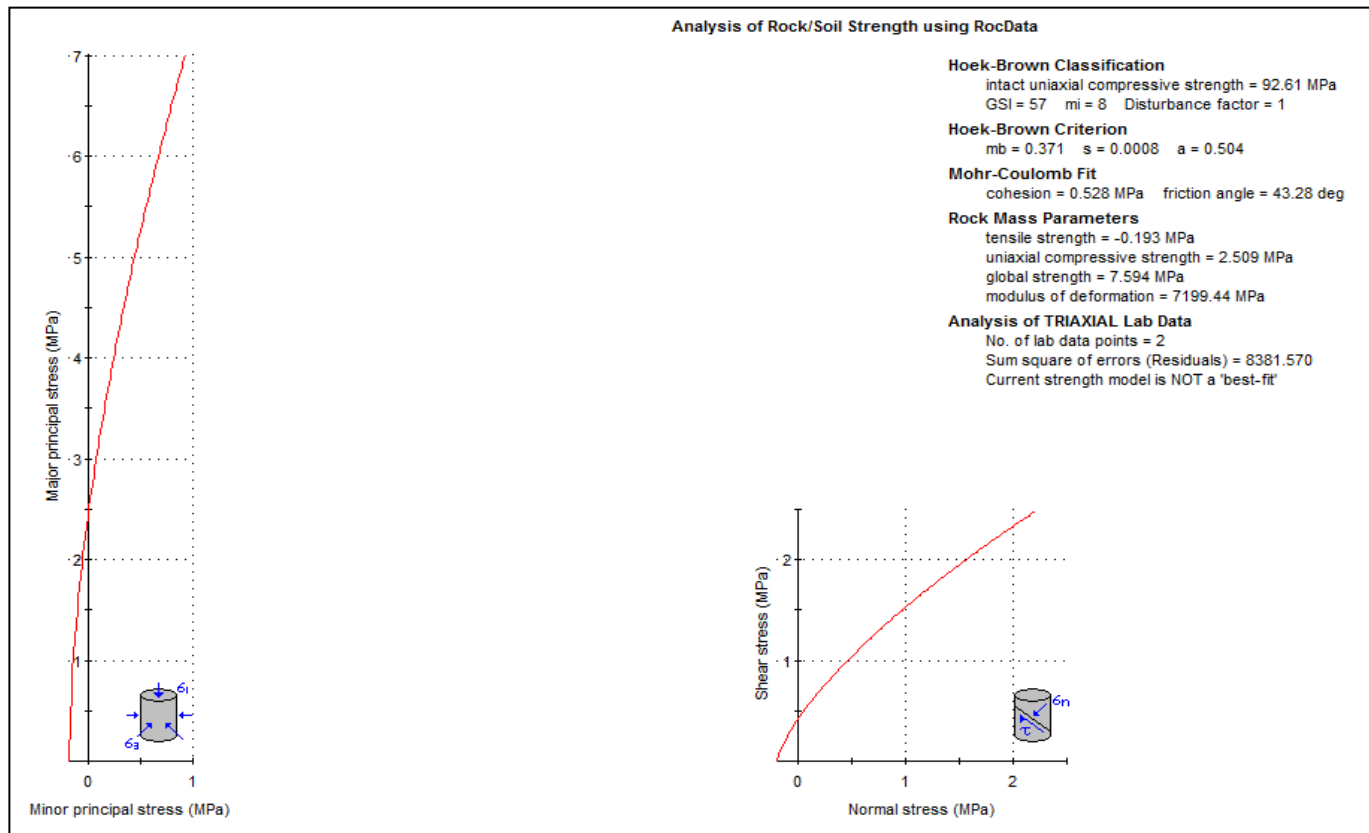
ESTACION GEOMECANICA - 1 (PROGRESIVAS km 124+560 – km 124+580)



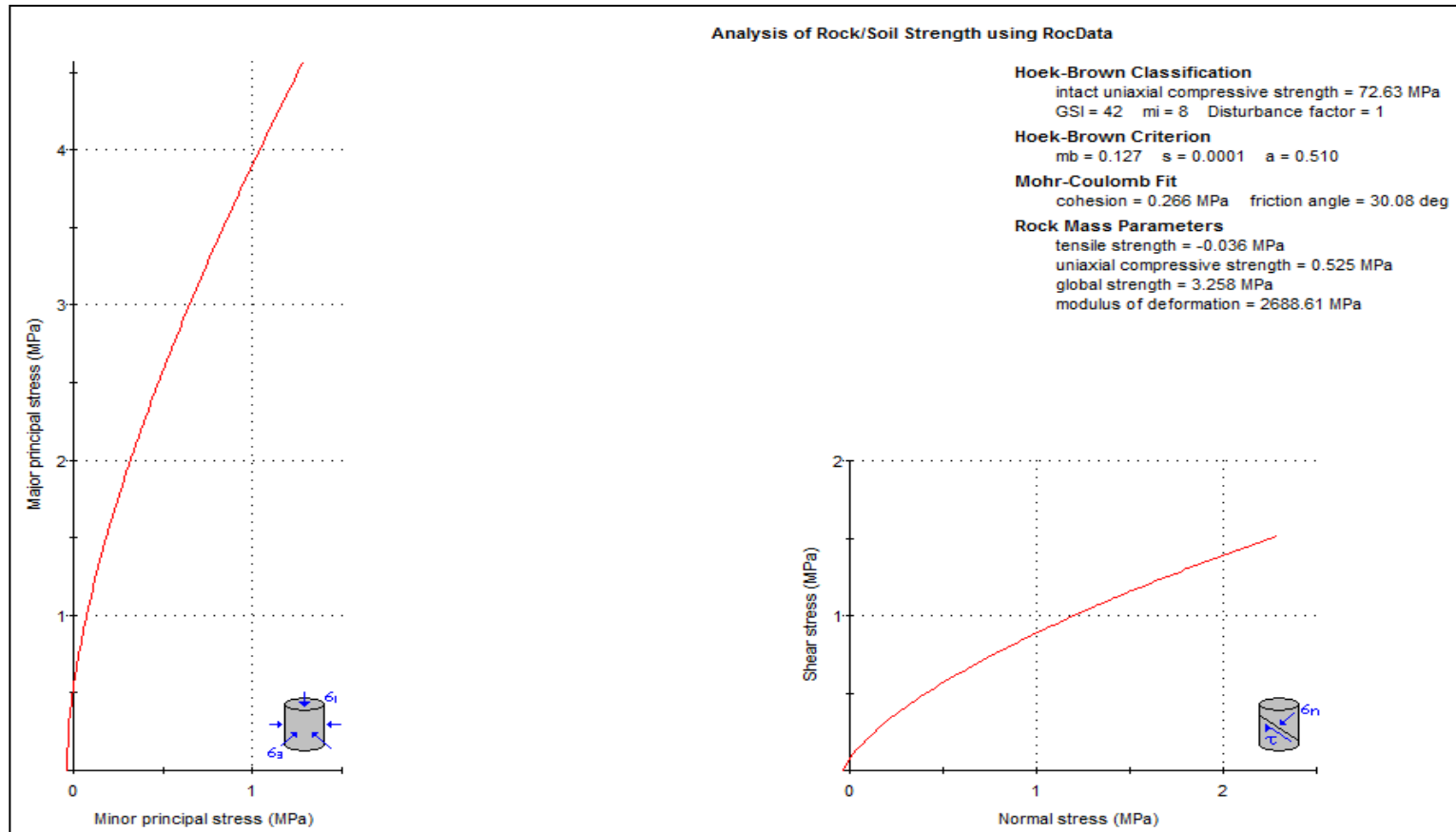
ESTACION GEOMECANICA – 2 (PROGRESIVAS km 124+660 – km 124+680)



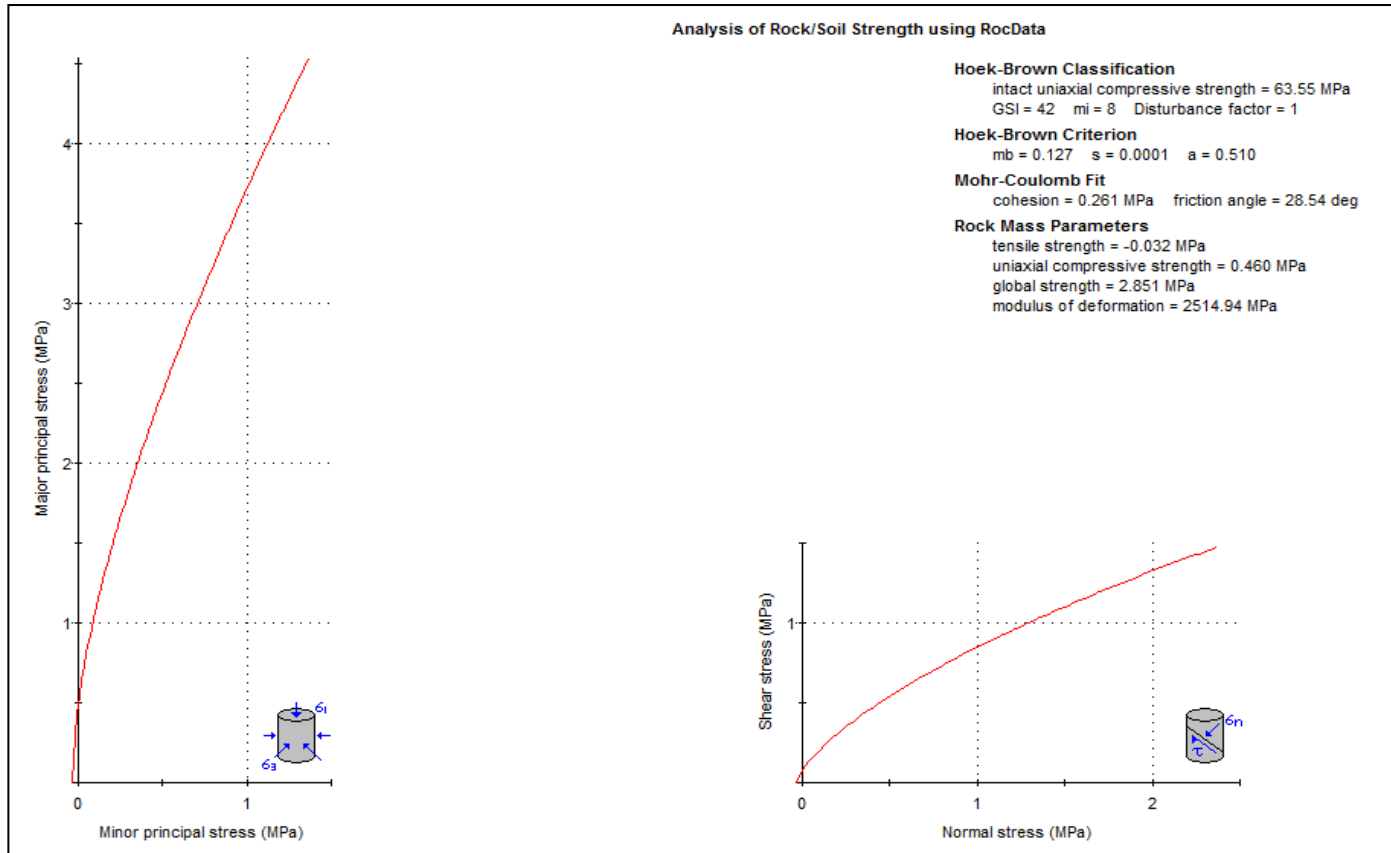
ESTACION GEOMECANICA - 3 (PROGRESIVAS KM 125+930 –KM 125+940)



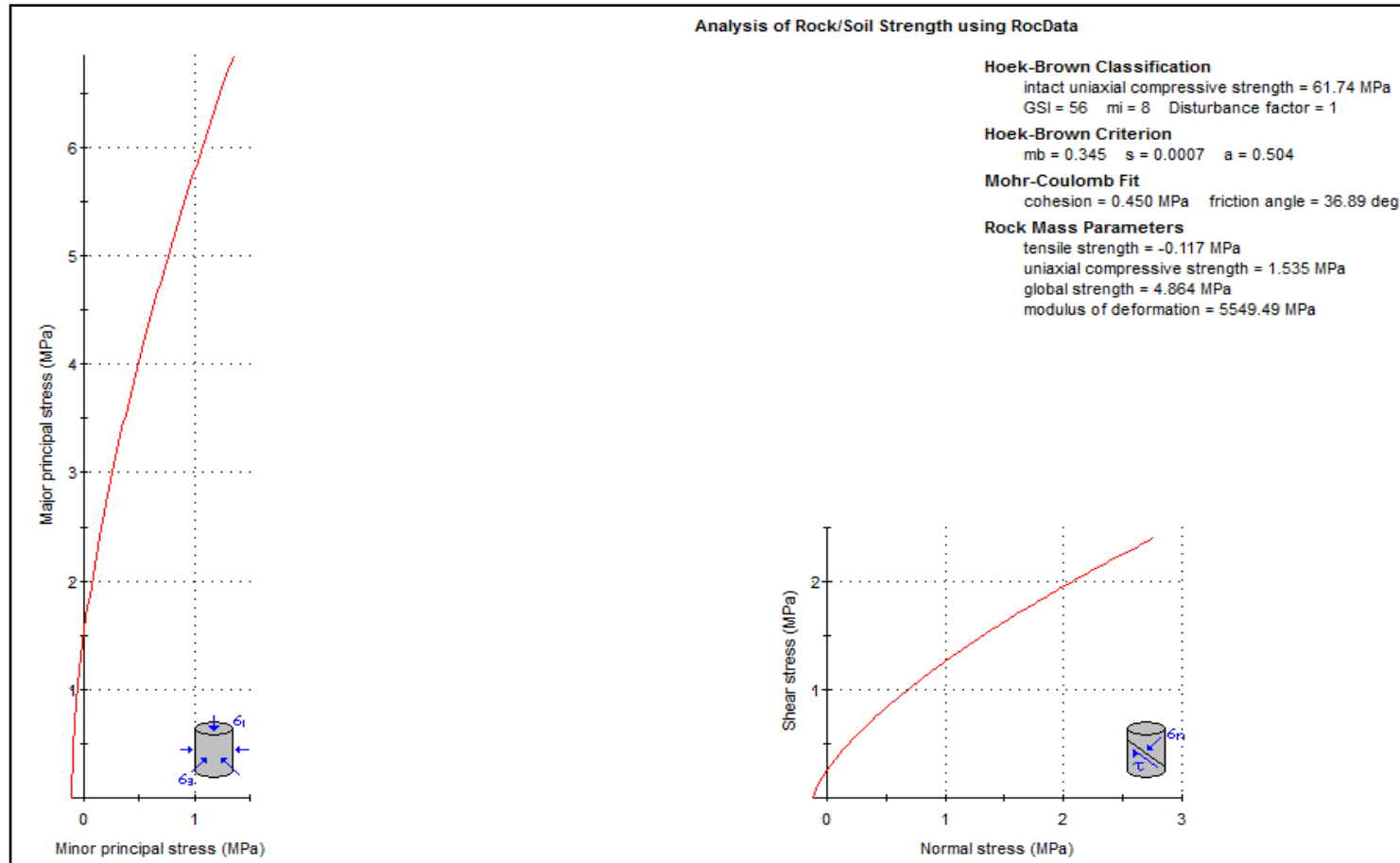
ESTACION GEOMECANICA - 4 (PROGRESIVAS km 126+000 – km 126+040)



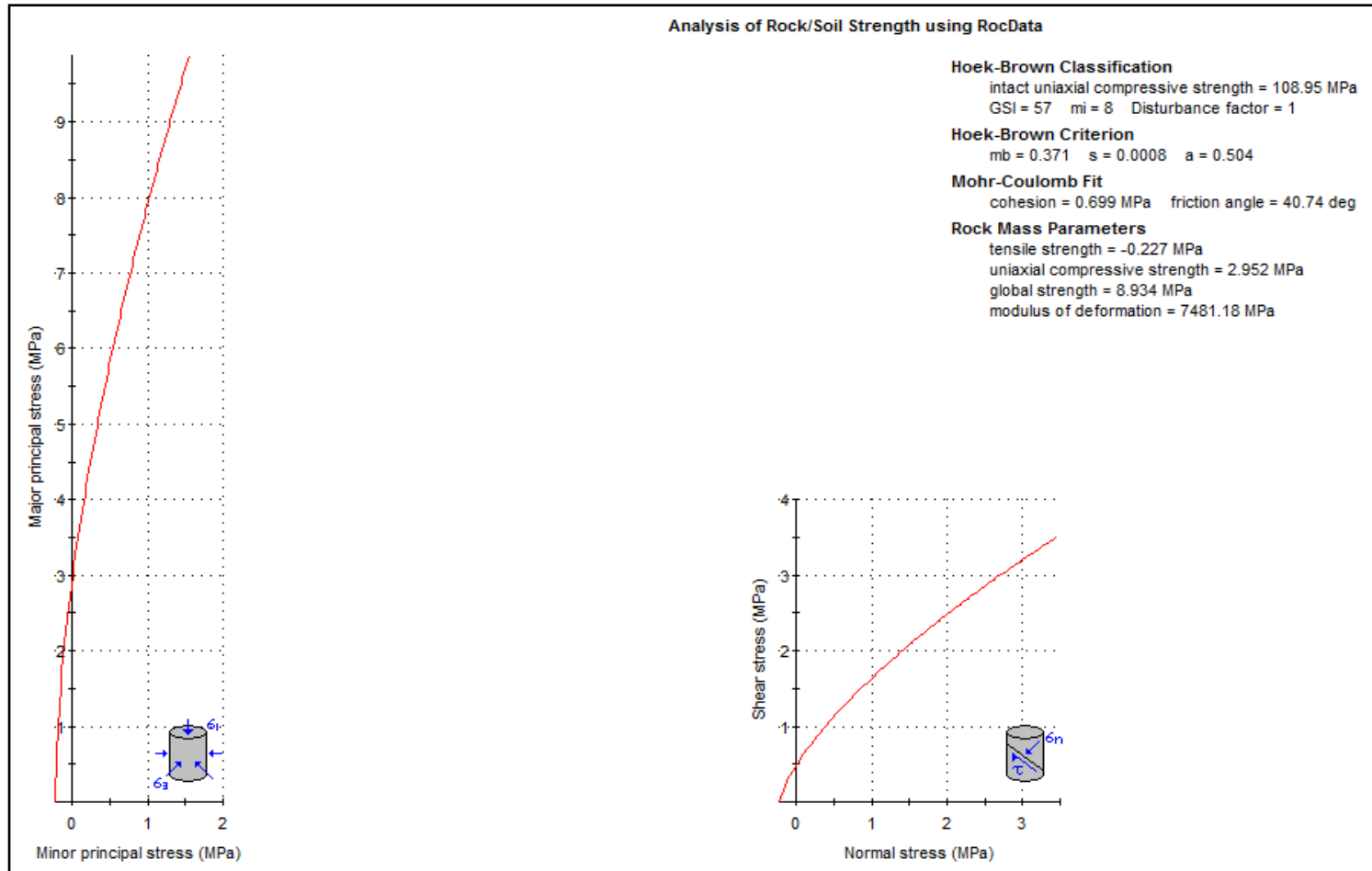
ESTACION GEOMECANICA – 5 (PROGRESIVAS km 126+040 – km 126+050)



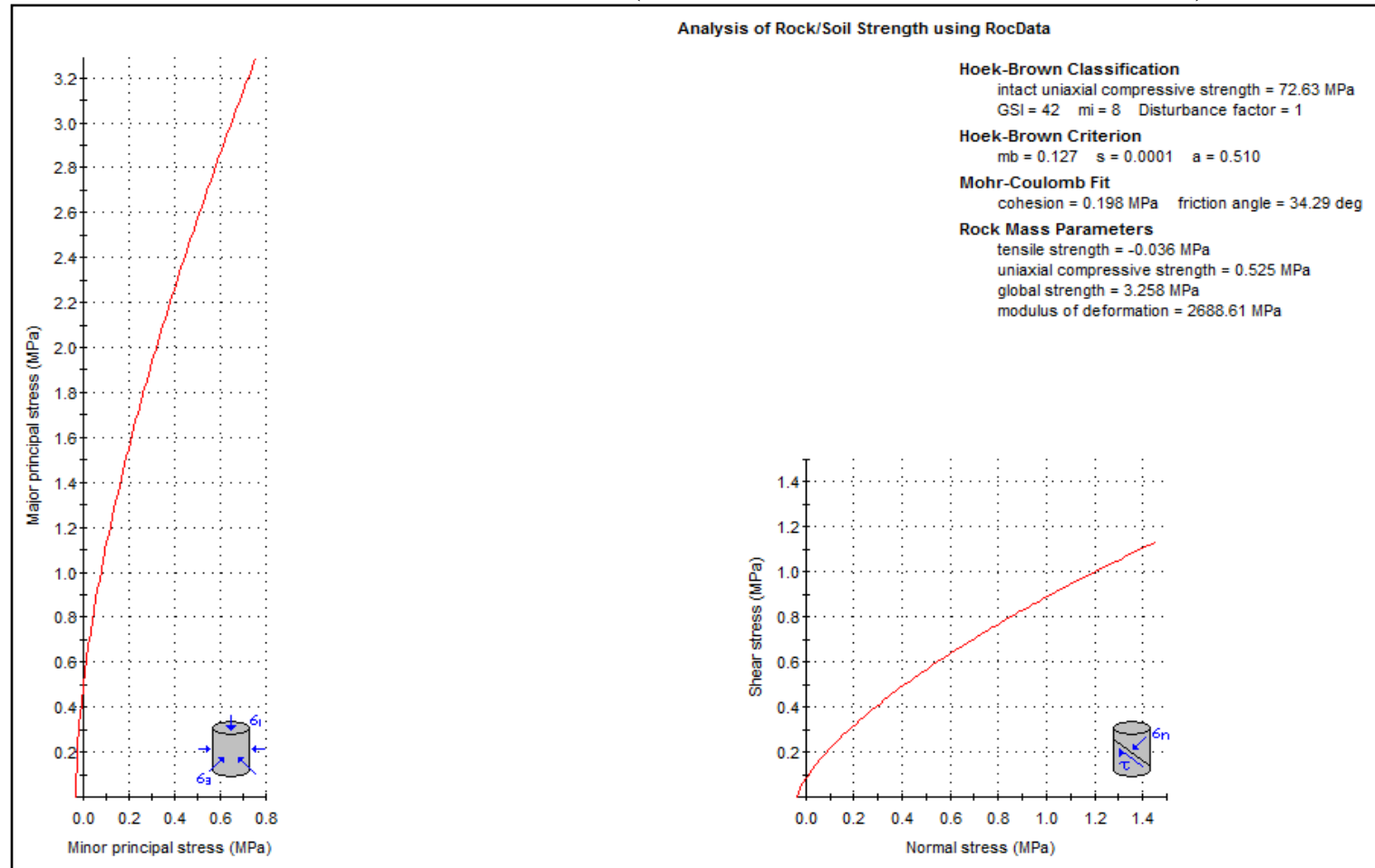
ESTACION GEOMECANICA - 6 (PROGRESIVAS km 126+060 – km 126+070)



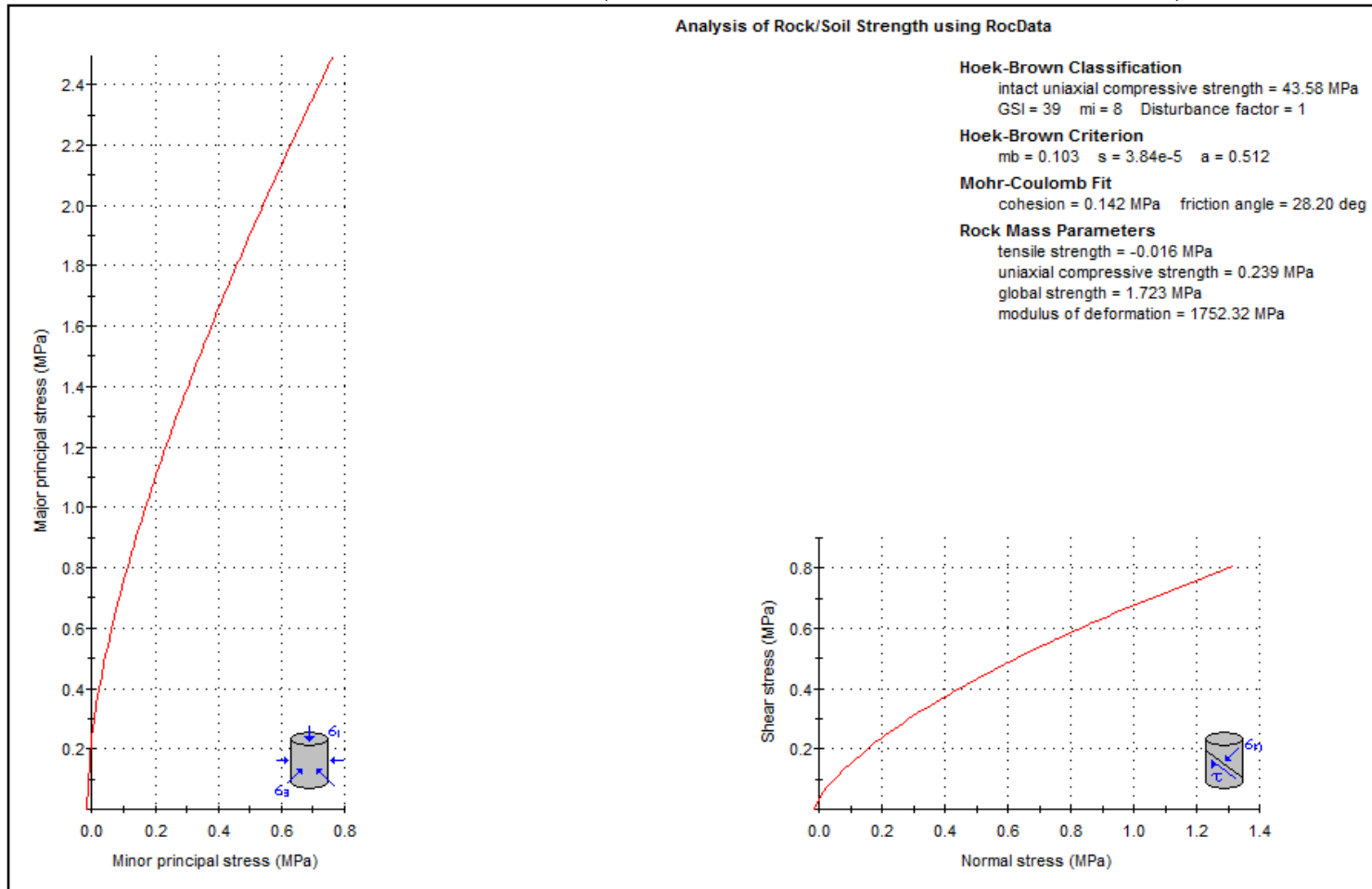
ESTACION GEOMECANICA - 7 (PROGRESIVAS km 126+080 – km 126+110)



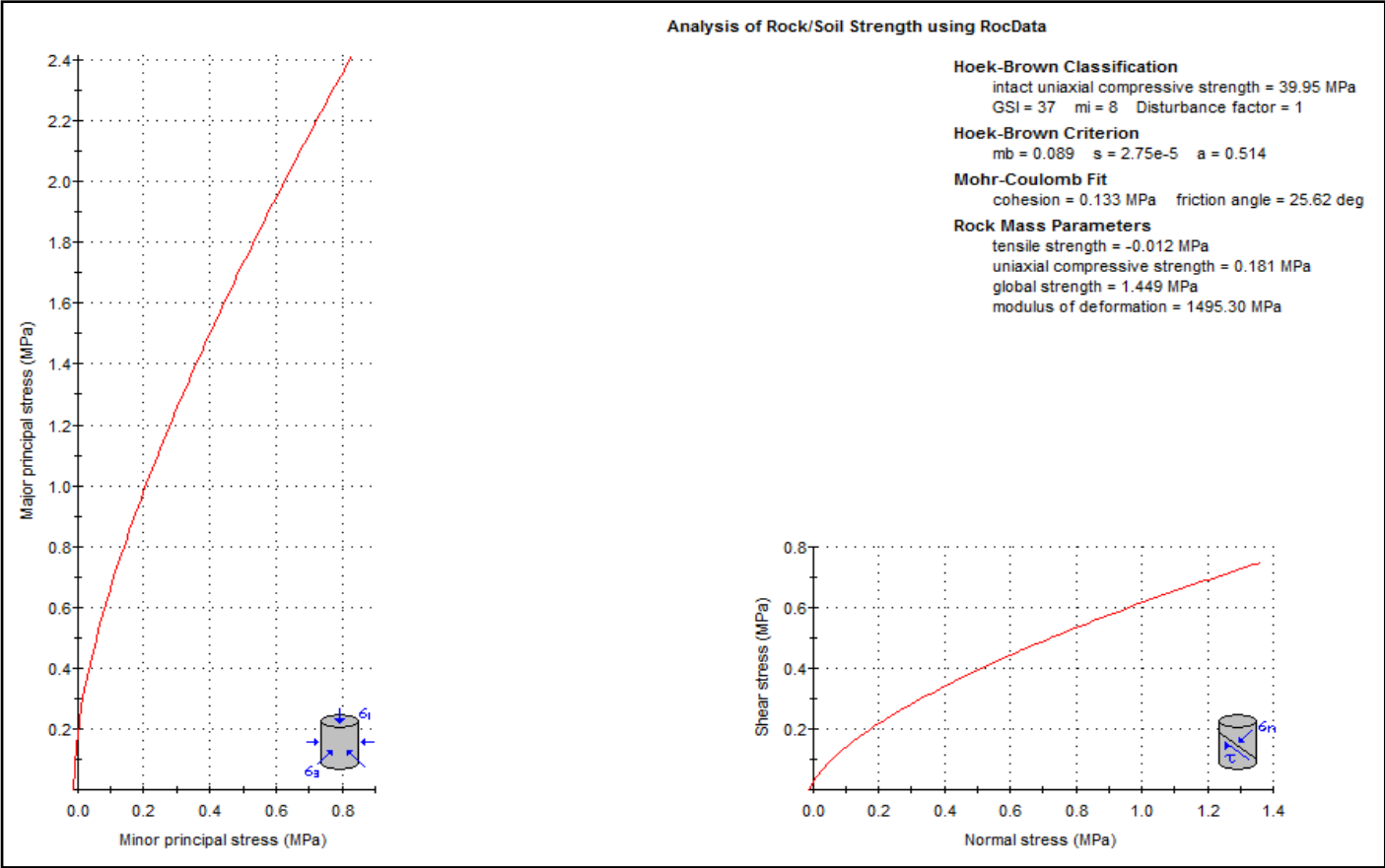
ESTACION GEOMECANICA - 8 (PROGRESIVAS km 126+600 – km 126+640)



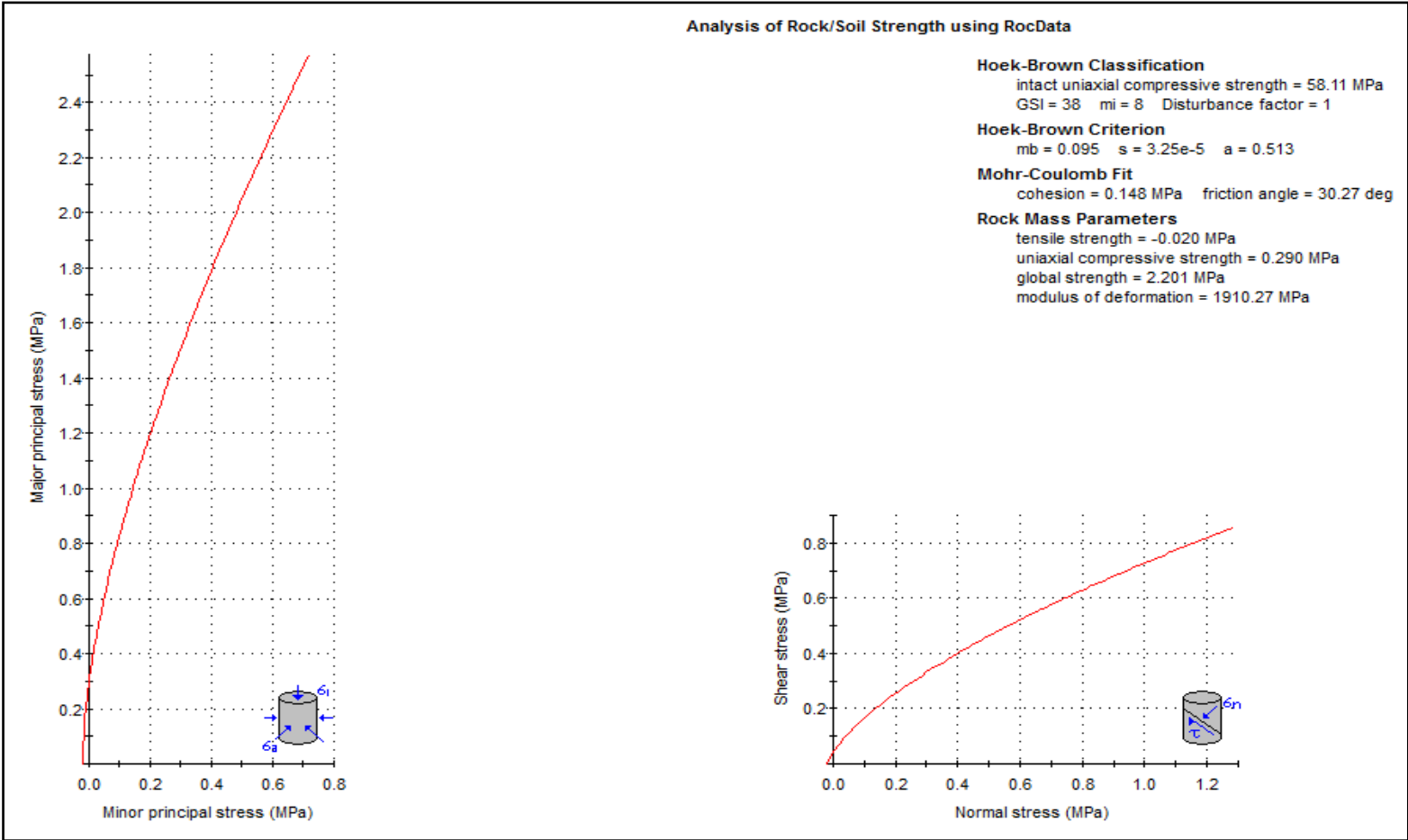
ESTACION GEOMECANICA – 9 (PROGRESIVAS km 127+840 – km 128+000)



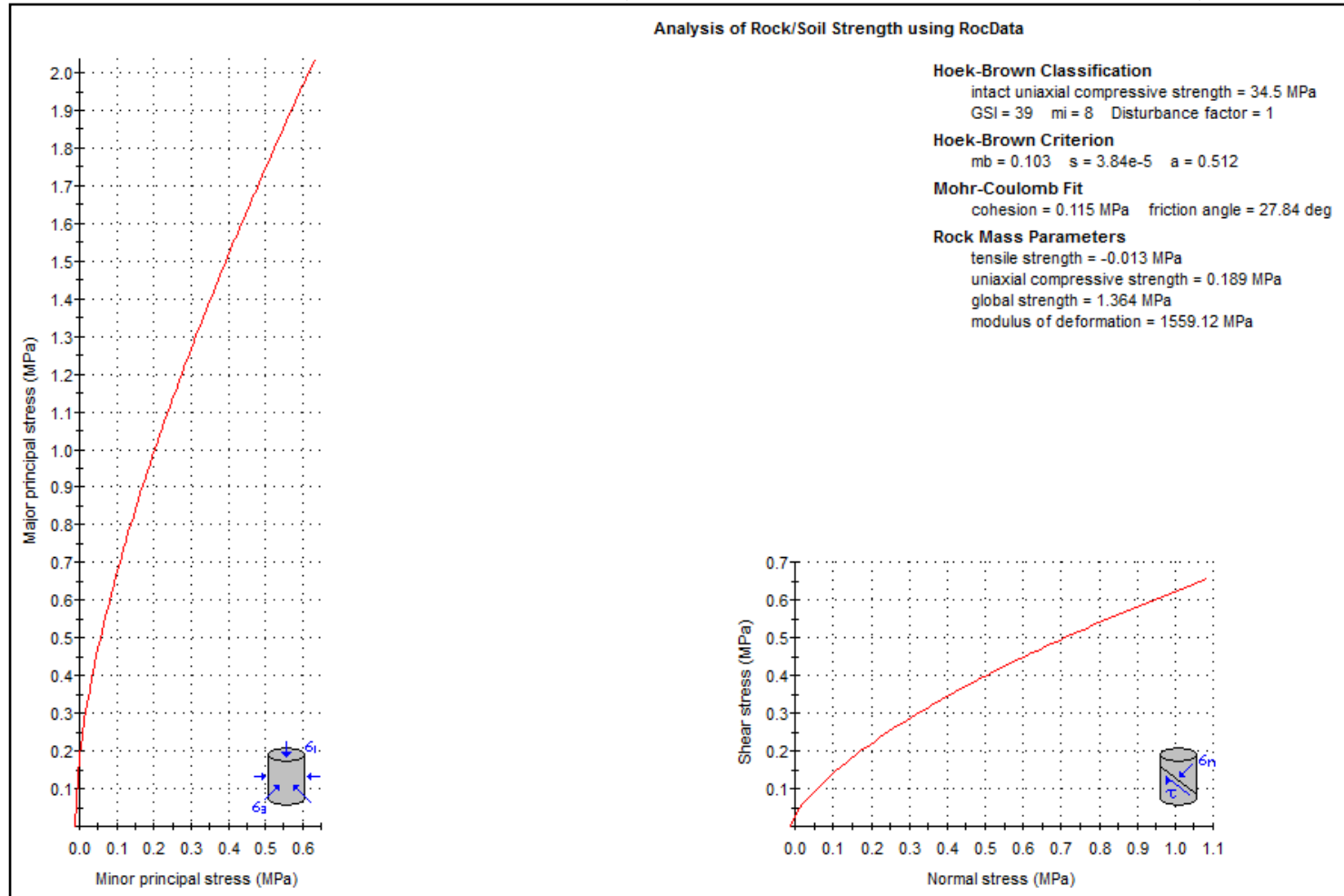
ESTACION GEOMECANICA – 10 (PROGRESIVAS km 128+000 – km 128+060)



ESTACION GEOMECANICA – 11 (PROGRESIVAS km 128+230 – km 128+300)



ESTACION GEOMECANICA – 12 (PROGRESIVAS km 128+9150 – km 129+000)



ANEXO 2

Se detalla plano geológico



LEYENDA

	Qh - FI
	Qh - Co
	Qh - al
	NQ - ba-cuFI
	Nm - hu

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL INGENIERÍA GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA									
Tesis: "Estudio de Estabilidad de Taludes en los Macizos Rocosos de la carretera Ticaco - Candarave en las progresivas 124+560 a 129+000km"									
PLANO GEOLÓGICO									
FUENTE:	G.R.T.	DATA:	UTM WGS-84, Zona 18S	ESCALA:	1:5.000	FECHA:	Diciembre - 2013	FIGURA N°:	01
Elaborado:	Bach. Charli G.	REVISADO:	Ing. Luis Corripio N.	APROBADO:	Ing. Luis Corripio N.				