

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN GEOLOGÍA Y PETRÓLEOS

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS TALUDES DE MACIZOS
ROCOSOS UBICADOS A LO LARGO DEL RÍO MAGDALENA, DENTRO DEL
TRAZADO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO MAGDALENA (20MW), PARA LA EVALUACIÓN DE SU
ESTABILIDAD**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA
GEÓLOGA
OPCIÓN: ESTUDIO TÉCNICO**

ANDREA TATIANA PANTOJA SANTILLÁN

andupantoja8@gmail.com

DIRECTOR: PhD. PEDRO SANTIAGO REYES BENÍTEZ

pedro.reyes@epn.edu.ec

Quito, septiembre 2019

DECLARACIÓN

Yo, Andrea Tatiana Pantoja Santillán, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Andrea Tatiana Pantoja Santillán

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente estudio fue desarrollado por la Srta. Andrea Tatiana Pantoja Santillán, bajo nuestra supervisión.

Ing. Pedro Reyes PhD.

DIRECTOR DEL PROYECTO

DEDICATORIA

A mis padres Iván y María

A mis hermanos Gabo y Cata

A mi sobrinito Juan Diego, quien me robó el corazón

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por ser mis grandes maestros de vida que me enseñaron y me guiaron a ser cada vez una mejor persona. A mi madre por impulsarme a no dejarme vencer, a ser una mujer valiente y por aconsejarme constantemente en todos los ámbitos. A mi padre por haberme abierto las puertas a una vida espiritual, por su paciencia y sabiduría que buscarán siempre mi integridad y bienestar.

A mi hermanito Gabo, gracias por todos los acolites, por ser mi compinche y aguantar mi mal carácter. Eres mi motivación.

Al Ing. Giovani Taco por ser un excelente profesional y compañero, por acompañarme a lo largo de la realización de esta tesis compartiéndome sus conocimientos y brindándome su amistad y confianza.

Al Ing. Diego Cárdenas, quien no sólo es un gran profesor sino también un amigo que supo guiarme y apoyarme en el desempeño de este proyecto a pesar de la distancia. Al Ing. Pedro Reyes por su disposición a ayudarme y por su colaboración siendo mi director de tesis.

Al laboratorio Lemsur de la Escuela Politécnica Nacional, quienes estuvieron prestos a ayudarme y enseñarme todos los procedimientos de los ensayos.

A mis grandes amigos de la U: Santiago A., Michael T., Jhonny L., David L., David Ñ., Romel A., Valeria N., Elías R. y Andrés Z.; gracias por tantas salidas, aventuras, enojos y llantos, por todos los momentos compartidos.

A mi mejor amiga-hermana Dasha, gracias por haber sido el apoyo más importante en mis peores momentos. Gracias por tantos años de amistad, mi vida no sería la misma sin esas locuras y vivencias desde niñas.

A Jonathan S, gracias por tu apoyo y ánimos en este último proceso, por ser un gran compañero y haberte convertido en una parte importante de mi vida brindándome tu amistad y tu amor.

TABLA DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	1
CERTIFICACIÓN.....	2
DEDICATORIA.....	3
AGRADECIMIENTOS.....	4
TABLA DE CONTENIDO.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS.....	9
ÍNDICE DE TABLAS.....	10
RESUMEN.....	12
ABSTRACT.....	13
1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	14
1.1 Planteamiento del Problema.....	14
1.2 Justificación.....	15
1.2.1 Justificación Teórica.....	15
1.2.2 Justificación Metodológica.....	15
1.2.3 Justificación Práctica.....	16
1.3 Objetivos.....	16
1.3.1 Objetivo General.....	16
1.3.2 Objetivos Específicos.....	16
1.4 Ubicación del área de estudio.....	17
1.5 Aspecto Socioeconómico.....	18
1.6 Aspecto Físico.....	19
1.6.1 Clima.....	19
1.6.2 Precipitación.....	19
1.6.3 Sismicidad.....	19
1.7 Marco Geológico.....	20
1.7.1 Contexto Geodinámico.....	20
1.7.2 Geología Local.....	22
1.7.3 Litoestratigrafía.....	22
1.7.4 Depósitos Cuaternarios.....	24
2 CAPÍTULO II: MARCO CONCEPTUAL.....	26
2.1 Suelos.....	26
2.1.1 Origen de los suelos.....	26
2.1.2 Clasificación según el tamaño de grano, mineralogía y forma.....	27
2.2 Mecánica de suelos.....	28
2.2.1 Resistencia al Corte.....	28
2.2.2 Ángulo de Resistencia al Corte y Cohesión.....	31
2.2.3 Límites de Atterberg.....	32
2.2.4 Análisis Granulométrico.....	33
2.3 Mecánica de rocas.....	34
2.3.1 Módulo de Young y Coeficiente de Poisson.....	35

2.4	Clasificaciones Geomecánicas.....	37
2.4.1	Índice RMR (Rock Mass Rating)	37
2.4.1.1	Resistencia de la matriz rocosa	39
2.4.1.2	Índice de calidad de roca (RQD).....	41
2.4.1.3	Orientación	42
2.4.1.4	Espaciado.....	43
2.4.1.5	Continuidad	43
2.4.1.6	Abertura.....	43
2.4.1.7	Rugosidad	43
2.4.1.8	Relleno	44
2.4.1.9	Alteración	44
2.4.1.10	Agua freática	44
2.4.2	Índice Q-system	45
2.4.3	Índice Q-slope	47
2.4.4	Clasificación GSI (Geological Strength Index)	49
2.5	Taludes	50
2.5.1	Clasificación de movimientos	51
2.5.2	Tipos de rotura	52
2.5.3	Factor de Seguridad.....	54
3	CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	56
3.1	Método de estudio.....	56
3.2	Método de Clasificación RMR	57
3.2.1	Determinación del RQD.....	60
3.2.2	Orientación de las discontinuidades	60
3.3	Método de Clasificación Q-system	60
3.4	Método de Clasificación Q-slope.....	63
3.5	Método de Clasificación GSI	65
3.6	Investigación de laboratorio	66
3.6.1	Ensayos de Clasificación de Suelos (SUCS).....	66
3.6.2	Ensayo de Próctor Modificado.....	71
3.6.3	Ensayo de Corte Directo	72
3.6.4	Ensayo Triaxial UU S/Sat (no consolidado no drenado)	75
3.6.5	Ensayo de Resistencia a la Compresión Simple (Cúbica)	78
3.6.6	Ensayo de Carga Puntual.....	80
3.6.7	Ensayo Triaxial UU S/Sat en roca	82
3.7	Análisis estructural de las discontinuidades	86
3.7.1	Método numérico Dips 5.1	86
3.7.2	Método numérico RocPlane 2.0	87
3.7.3	Método numérico Swedge 4.0	88
3.7.4	Método numérico RocData 3.0.....	89
3.7.5	Método numérico Phase2 8.0.....	90
3.7.6	Método numérico Slide 5.0.....	91
3.8	Caracterización de Taludes.....	94
4	CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	97
4.1	Levantamiento geológico de la zona de estudio.....	97
4.2	Resultados de las Clasificaciones Geomecánicas.....	99
4.2.1	Caracterización de los macizos rocosos para RMR.....	99
4.2.1.1	Resultados del RQD.....	102

4.2.2	Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica RMR	103
4.2.3	Caracterización de los macizos rocosos para Q-system.....	103
4.2.4	Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica Q-system	107
4.2.5	Caracterización de los macizos rocosos para Q-slope	108
4.2.6	Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica Q-slope	112
4.2.7	Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica GSI	115
4.3	Resultados de la Investigación de Laboratorio	117
4.3.1	Resultados del Ensayo de Clasificación de Suelos (SUCS)	117
4.3.2	Resultados del Ensayo Próctor Modificado	118
4.3.3	Resultados del Ensayo Corte Directo	118
4.3.4	Resultados del Ensayo Triaxial UU en suelos	119
4.3.5	Resultados del Ensayo Resistencia a la Compresión Simple	119
4.3.6	Resultados del Ensayo Carga Puntual	120
4.3.7	Resultados del Ensayo Triaxial UU S/Sat en roca	121
4.4	Evaluación de los Mecanismos de Rotura en roca	121
4.4.1	Análisis de Rotura Plana	122
4.4.2	Análisis de Rotura en Cuña	124
4.4.3	Análisis de Rotura por Vuelco	126
4.5	Rotura de taludes y su comportamiento geomecánico	128
4.6	Análisis de Susceptibilidad a Movimientos en Masa de Taludes	132
4.6.1	Análisis de Susceptibilidad por Desplazamiento.....	134
4.6.2	Análisis de Susceptibilidad por Deformaciones	136
4.7	Mapa de Susceptibilidad por Rotura Plana.....	139
4.8	Mapa de Susceptibilidad por Rotura en Cuña	140
4.9	Mapa Geotécnico de la zona de conducción	143
5	CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
5.1	Conclusiones	146
5.2	Recomendaciones	147
	BIBLIOGRAFÍA	149
6	ANEXOS.....	152
6.1	Anexo I. Análisis de Rotura Plana	152
6.2	Anexo II. Análisis de Rotura en Cuña.....	159
6.3	Anexo III. Proyecciones Estereográficas	166
6.4	Anexo IV. Gráficas de susceptibilidad por desplazamiento	175
6.5	Anexo V. Gráficas de susceptibilidad por deformaciones	182

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Mapa de localización de la zona de estudio.....	18
Figura 1.2 Zonas sísmicas y su valor del factor Z. Tomado de NEC. (2014). El recuadro en negro corresponde a la zona de estudio.	20
Figura 1.3 Regiones tectono-morfológicas del Ecuador. Modificado de Bès de Berc, S., et al. (2005). El recuadro en rojo corresponde a la zona de estudio.....	21
Figura 1.4 Mapa Geológico de la Cordillera Occidental de 1 °N a 1 °S. Tomado de Vallejo, C. (2007). El círculo rosado señala las formaciones Mulaute y Pilatón.	23
Figura 2.1 Representación gráfica de la ecuación de Coulomb. Tomado de Suárez, J. (2009).	29
Figura 2.2 Estados tensionales representados por el círculo de Mohr. Tomado de Das, B. M. (2013).....	30
Figura 2.3 Envolvente de falla y círculo de Mohr para arenas secas y limo inorgánico. Tomado de Crespo, C. (2010).....	31
Figura 2.4 Envolvente de falla y círculo de Mohr para arcillas blandas. Tomado de Crespo, C. (2010).....	31
Figura 2.5 Límites de Atterberg. Tomado de Das, B. M. (2013).....	32
Figura 2.6 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) con su identificación y descripción. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	34
Figura 2.7 Dimensiones de distintas formas de macizo rocoso. Tomado de ASTM D5731. (2016).....	41
Figura 2.8 Medición y cálculo del RQD para testigos de perforación. Tomado de Palmstrom, A. (2005).....	41
Figura 2.9 Perfiles de rugosidad. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	44
Figura 2.10 Representación gráfica de parámetros geomecánicos del RMR. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	45
Figura 2.11 Parámetros de clasificación GSI. Tomado de Marinos, P. G., et al. (2007).	50
Figura 2.12 Ilustraciones de una ladera (izquierda) y de un talud (derecha), junto con su respectiva nomenclatura. Tomado de Suárez, J. (2009).	51
Figura 2.13 Distintos modelos de superficies de rotura en suelos. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	53
Figura 2.14 Esquemas de las distintas superficies de rotura en rocas. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).....	54
Figura 3.1 Diagrama de flujo de la metodología aplicada en este estudio técnico.	56
Figura 3.2 Curva granulométrica de una muestra ensayada.	68
Figura 3.3 Porción de suelo antes del ensayo con abertura y porción de suelo después del ensayo con el cierre de la ranura. Tomado de Tomado de Crespo, C. (2010).....	69
Figura 3.4 Gráfica del contenido de humedad vs el número de golpes, con su respectiva curva de fluidez.	70
Figura 3.5 Gráfica densidad seca vs contenido de humedad promedio.	72
Figura 3.6 Diagrama de un arreglo de caja rígida para el ensayo de corte directo. Tomado de Das, B. M. (2013).	73
Figura 3.7 Gráfica de la envolvente de falla con los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte de una muestra ensayada.	74
Figura 3.8 Gráfica del esfuerzo cortante vs deformación lateral de la muestra respectiva. .	75
Figura 3.9 Diagrama de un equipo de ensayo triaxial. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	76
Figura 3.10 Gráfica del comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra ensayada.	77

Figura 3.11 Gráfica de la línea de resistencia intrínseca resultante con los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte de la muestra respectiva.	78
Figura 3.12 Aparato del ensayo carga puntual. Tomado de Ramírez, P., et al. (2008).	81
Figura 3.13 Diagrama de una célula de ensayo triaxial. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	83
Figura 3.14 Gráfica del comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra de roca ensayada.	84
Figura 3.15 Gráfica de los círculos de Mohr con su envolvente de falla y los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte de la muestra respectiva.	85
Figura 3.16 Representación de la distribución y concentración de polos. Software Dips 5.1.	87
Figura 3.17 Representación de datos insertados en un talud. Software RocPlane 2.0.	88
Figura 3.18 Representación de datos insertados en un talud. Software Swedge 4.0.	89
Figura 3.19 Representación de datos insertados en un talud. Software RocData 3.0.	90
Figura 3.20 Representación de datos insertados en un talud. Software Phase2 8.0.	91
Figura 3.21 Representación de datos insertados en un talud. Software Slide 5.0.	92
Figura 3.22 Fuerzas actuantes en una rebanada. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).	94
Figura 4.1 Mapa de la zona con los depósitos geológicos	97
Figura 4.2 Representación de planos con las orientaciones finales obtenidas del Software Dips 5.1.	98
Figura 4.3 Representación estereográfica de la familia III y el plano de un talud en una rotura plana.	124
Figura 4.4 Representación estereográfica del cruce de las familias II-III y el plano de un talud en una rotura en cuña.	126
Figura 4.5 Representación estereográfica de la familia III y el plano de un talud en una rotura por vuelco.	127
Figura 4.6 Representación gráfica de la ocurrencia de rotura plana en el segmento de talud 3+000-3+150 y su factor de seguridad estimado.	131
Figura 4.7 Representación gráfica de la ocurrencia de rotura en cuña en el segmento de talud 0+220-0+290 y su factor de seguridad estimado.	132
Figura 4.8 Análisis de susceptibilidad por deslizamiento del talud 0+280 en condiciones estáticas.	135
Figura 4.9 Análisis de susceptibilidad por deslizamiento del talud 0+280 en condiciones pseudoestáticas.	136
Figura 4.10 Análisis de susceptibilidad por deformaciones de un talud en condiciones pseudoestáticas. (Máximo desplazamiento horizontal absoluto).	137
Figura 4.11 Análisis de susceptibilidad por deformaciones de un talud en condiciones pseudoestáticas. (Máximo desplazamiento total).	137
Figura 4.12 Mapa de Susceptibilidad por Rotura Plana	140
Figura 4.13 Mapa de Susceptibilidad por Rotura en Cuña	142
Figura 4.14 Mapa Geotécnico de la zona de estudio.	145

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1.1 Afloramiento de turbiditas de gran potencia de las Formaciones Mulaute – Pilatón a lo largo del río Magdalena. UTM, WGS84 (X: 749570, Y: 10032460).	24
---	----

Fotografía 3.1 Afloramiento de macizo rocoso con sus distintas familias de discontinuidades. UTM, WGS84 (X:749641, Y: 10032672).	57
Fotografía 3.2 Tamices ordenados de mayor a menor abertura utilizados en el laboratorio (izquierda). Tamizado de una muestra seleccionada para la realización del ensayo (derecha).	67
Fotografía 3.3 Copa Casagrande utilizada para determinar el límite líquido (izquierda). Preparación de la mezcla pastosa de suelo para realizar el ensayo (derecha).	69
Fotografía 3.4 Amasamiento de filamentos para el ensayo límite plástico (izquierda). Peso de los filamentos después del secado al horno (derecha).	70
Fotografía 3.5 Elaboración de la mezcla de un determinado suelo (izquierda). Compactación de la mezcla correspondiente (derecha).	72
Fotografía 3.6 Máquina utilizada para la prueba de corte directo (izquierda). Preparación de los cilindros de suelo para realizar el ensayo corte directo (derecha).	74
Fotografía 3.7 Máquina de ensayo triaxial en suelo en proceso (izquierda). Preparación de muestras cilíndricas para ensayo triaxial (derecha).	77
Fotografía 3.8 Corte y diseño de cubos para ensayo de compresión cúbica (izquierda). Toma de mediciones de bloque cúbico para realizar el ensayo (derecha).	79
Fotografía 3.9 Máquina de RCS (izquierda). Muestra preparada para el ensayo de compresión cúbica (derecha).	80
Fotografía 3.10 Toma de mediciones de un bloque para ensayo de carga puntual (izquierda). Realización de la prueba con la muestra correspondiente. (derecha).	81
Fotografía 3.11 Máquina de ensayo triaxial y de regulador de presión (izquierda). Muestra ensayada con plano de rotura después de la prueba triaxial (derecha).	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Coordenadas UTM (Datum: WGS 84, Zona: 17N) del área de trabajo.	17
Tabla 1.2 Registro de los valores pluviométricos mensuales de la estación Chontal Bajo.	19
Tabla 2.1 Tamaños estándar de tamices utilizados en los ensayos del laboratorio.	33
Tabla 2.2 Constantes elásticas para varios tipos de suelo. Tomado de Das, B. M. (2013).	36
Tabla 2.3 Constantes elásticas para varios tipos de rocas. Tomado y modificado de González de Vallejo, L., Ferrer, M. (2011).	36
Tabla 2.4 Parámetros de clasificación RMR (Bieniawski, 1989).	37
Tabla 2.5 Valoración RMR y calidad de los macizos rocosos (Bieniawski, 1989).	39
Tabla 2.6 Clasificación aproximada de la resistencia de la matriz rocosa de acuerdo a índices de campo. (González de Vallejo, L., et al., 2002).	39
Tabla 2.7 Parámetros de clasificación Q-system (Grimstad, E., Barton, N., 1993).	46
Tabla 2.8 Valoración índice Q-system y calidad de los macizos rocosos. (Barton, N., et al., 1974).	47
Tabla 2.9 Parámetros de clasificación Q-slope (Barton, N., Bar, N., 2015).	48
Tabla 3.1 Calificación RMR (básico) del afloramiento de macizo rocoso correspondiente.	58
Tabla 3.2 Asignación de calidad y puntuación RMR.	59
Tabla 3.3 Calificación Q-system del afloramiento de macizo rocoso considerado.	61
Tabla 3.4 Asignación de calidad y puntuación Q-system.	62
Tabla 3.5 Calificación Q-slope del afloramiento de macizo rocoso correspondiente.	63
Tabla 3.6 Asignación de calidad y puntuación Q-slope.	64
Tabla 3.7 Calificación GSI del afloramiento de macizo rocoso correspondiente.	65
Tabla 3.8 Datos adquiridos del ensayo compresión cúbica de una muestra de roca ensayada.	80
Tabla 3.9 Resultados del ensayo carga puntual de una muestra de roca ensayada.	82

Tabla 3.10 Tabla sintetizada de los valores típicos de c y φ para diferentes tipos de rocas. (González de Vallejo, L., et al, 2002).	85
Tabla 3.11 Segmentos con sus respectivas mediciones estructurales y alturas máximas.	94
Tabla 4.1 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (RMR básico).	99
Tabla 4.2 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (RMR básico).	100
Tabla 4.3 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (RMR básico).	101
Tabla 4.4 Índice de Calidad de Roca.	102
Tabla 4.5 Clasificación final de RMR.	103
Tabla 4.6 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-system).	103
Tabla 4.7 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-system).	105
Tabla 4.8 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-system).	106
Tabla 4.9 Clasificación final de Q-system.	107
Tabla 4.10 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-slope).	108
Tabla 4.11 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-slope).	109
Tabla 4.12 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-slope).	110
Tabla 4.13 Clasificación final de Q-slope.	112
Tabla 4.14 Ángulo de estabilidad obtenido mediante índice Q-slope.	112
Tabla 4.15 Correlación entre los sistemas RMR, Q-system y Q-slope.	114
Tabla 4.16 Clasificación final de GSI.	115
Tabla 4.17 Resultados obtenidos del ensayo de Granulometría.	117
Tabla 4.18 Resultados del ensayo de Límites de Atterberg.	117
Tabla 4.19 Resultados del ensayo Próctor Modificado.	118
Tabla 4.20 Resultados del ensayo Corte Directo en suelos.	119
Tabla 4.21 Resultados del ensayo Triaxial UU en suelos.	119
Tabla 4.22 Descripción de las muestras del ensayo RCS.	119
Tabla 4.23 Resultados de los valores de carga y de resistencia a la compresión uniaxial cúbica (RCS).	120
Tabla 4.24 Dimensiones e índices de carga puntual de cada muestra.	120
Tabla 4.25 Resultados del índice de carga puntual corregido (I_{s50}).	121
Tabla 4.26 Resultados del ensayo Triaxial UU en roca.	121
Tabla 4.27 Rotura plana de los planos de taludes con respecto al plano de la familia III.	123
Tabla 4.28 Rotura en cuña de los planos de taludes con respecto a los planos del cruce entre las familias I-III y II-III.	125
Tabla 4.29 Rotura por vuelco de los planos de taludes con respecto a los planos de las familia I y III.	126
Tabla 4.30 Coeficiente de seguridad y relaciones geomecánicas entre RMR, Q-system y Q-slope en los segmentos de taludes con rotura plana.	128
Tabla 4.31 Coeficiente de seguridad y relaciones geomecánicas entre RMR, Q-system y Q-slope en los segmentos de taludes con rotura en cuña.	129
Tabla 4.32 Resumen de las propiedades físico-mecánicas de suelos para 22 taludes puntuales.	132
Tabla 4.33 Resumen de las propiedades físico-mecánicas de rocas para 22 taludes puntuales.	133
Tabla 4.34 Resultados de las deformaciones máximas y de los factores de seguridad estáticos y pseudoestáticos de 22 taludes.	138
Tabla 4.35 Susceptibilidad de los segmentos de talud a rotura plana según los valores de FS.	139
Tabla 4.36 Susceptibilidad de los segmentos de talud a rotura en cuña según los valores de FS.	141
Tabla 4.37 Asignación clase y calidad de las relaciones RMR vs Q-system y RMR vs Q-slope.	143
Tabla 4.38 Unidades Geotécnicas según clase y calidad de roca.	144

RESUMEN

El Proyecto Hidroeléctrico Magdalena (PHMG) ubicado en el cantón Cotacachi-Imbabura, cuenta con el diseño de construcción de una plataforma para el canal de conducción, el cual posee 6121 metros de longitud con cortes promedio de talud entre 15m a 44m de altura. La evaluación de la estabilidad de los taludes próximos a existir, por medio de un estudio geotécnico, es indispensable para garantizar el buen funcionamiento del proyecto.

Este estudio geotécnico consiste en la aplicación de diferentes clasificaciones geomecánicas y en la adquisición de información sobre las características y propiedades físico-mecánicas de los macizos rocosos y suelos.

Las clasificaciones geomecánicas son consumadas con el objetivo de determinar y evaluar, de manera cuantitativa y cualitativa, la calidad de los macizos rocosos mediante la obtención de parámetros geomecánicos; mismos que permitieron realizar un mapa geotécnico a lo largo del trazado del canal de conducción. A este proceso de clasificación, se le añade un mayor sustento y confiabilidad con la recolección de muestras y ensayos en el laboratorio cuyos resultados corroboran las calificaciones ejecutadas en el trabajo de campo.

Para el análisis de susceptibilidad se tomaron, conjuntamente, los resultados de los ensayos y la recopilación de todas las mediciones estructurales de la zona de estudio para proceder a modelar los posibles taludes bajo varios métodos numéricos (software), los cuales facilitarán la visualización de los comportamientos de dichos taludes frente a cargas aplicadas y sus mecanismos de rotura y deformación. Finalmente se evalúa la estabilidad de los taludes considerando su factor de seguridad y se presenta un mapa de susceptibilidad a roturas.

Palabras claves: clasificaciones geomecánicas, taludes, factor de seguridad, susceptibilidad, mecanismos de rotura, estabilidad.

ABSTRACT

The Hydroelectric Project “Magdalena” (PHMG) located on the city of Cotacachi-Imbabura, counts with a construction design of a platform for the conduction channel, which is 6121 meters long with average slope between 15m to 44m high. The stability evaluation of the future slopes, using a geotechnical study, is essential in order to guarantee the proper functioning of the project.

This geotechnical study consists of the application of different geomechanical classifications and of the acquisition of information related to the characteristics and physical-mechanical properties of the rock mass and soils.

Geomechanical classifications are done with the objective of determining and evaluating, in a quantitative and qualitative manner, the quality of the rock mass by obtaining geomechanical parameters; which allowed the creation of a geotechnical map along the route of the conduction channel. To this classification process, a greater support and reliability is added with the collection of samples and tests in the laboratory whose results corroborate the qualifications executed during fieldwork.

For the susceptibility analysis, the results of the tests and the compilation of all the structural measurements of the study area were taken together to model possible slopes under various numerical methods (software), which facilitate the visualization of the behaviors of these slopes against applied loads and their failure and deformation mechanisms. Finally, the slope stability is evaluated considering its safety factor, and a failure susceptibility map is presented.

Keywords: geomechanical classifications, slopes, safety factor, susceptibility, failure mechanisms, stability.

1 **CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN**

1.1 Planteamiento del Problema

El Proyecto Hidroeléctrico Magdalena (PHMG) ubicado en el sector Magdalena Bajo - Alto, Parroquia García Moreno perteneciente al Cantón Cotacachi, al suroeste de la provincia de Imbabura, es una obra próxima a realizarse debido a que sus estudios de pre-factibilidad aún están por definirse. A este proyecto se le asigna un caudal de diseño de 7.7m³/s e incluye la construcción de: un desarenador, una línea de conducción, una cámara de carga, tubería de presión y una casa de máquinas superficial. La capacidad otorgada es de 20 MW, con una generación de energía media anual de 167 GWh/año (Hidroequinoccio EP, 2018).

PHMG tiene como objetivo el uso y aprovechamiento del río Magdalena mismo que se encuentra ubicado en las estribaciones bajas de la Cordillera Occidental y forma parte de la subcuenca hidrográfica del río Guayllabamba; sus aguas viajan en dirección norte-sur y en paralelo con los ríos Manduriacu Chico y Grande y el río Chontal para finalmente desembocar en el río Guayllabamba.

Como diseño y construcción de obras civiles del PHMG se tiene preestablecido la cimentación de una plataforma para el canal de conducción, el cual posee 6121m de longitud y se encuentra a lo largo del margen derecho del río Magdalena, donde el corte promedio de talud es 15m y un máx. de 45m de altura, por lo que se requiere información sobre las características y propiedades físico – mecánicas de los macizos rocosos, y ensayos sobre la calidad del suelo.

El objetivo del presente trabajo de titulación consiste en realizar un reconocimiento litológico de los afloramientos existentes en torno a la zona del canal de conducción (Figura 1) para la obtención de medidas de las estructuras geológicas y la evaluación de la estabilidad de los taludes naturales y modificados, mediante clasificaciones y caracterizaciones geomecánicas de los macizos rocosos y del suelo presente.

Con la finalidad de definir medidas de mitigación y prevenir riesgos, se presentará un mapa geotécnico superficial y un mapa de susceptibilidad a movimientos en masa, los mismos que podrán ser utilizados por Hidroequinoccio EP para garantizar el buen funcionamiento del proyecto a través de un canal de conducción menos vulnerable a fenómenos de remoción en masa.

1.2 Justificación

1.2.1 Justificación Teórica

Cualquier construcción u obra como canales, conducciones o explotaciones mineras, en donde se requiera una superficie plana en una zona de pendiente, precisan de la excavación de taludes (González de Vallejo, L., et al, 2002).

El estudio de estabilidad de taludes tiene como objetivo el establecer medidas de mitigación, prevención y remediación para disminuir los niveles de amenaza y riesgo (Suárez, J., 2009).

Dentro del proyecto de estudio, se buscó analizar y aportar información sobre la disposición geológica y morfológica de las unidades rocosas junto con sus características geotécnicas para poder realizar un diagnóstico de los posibles factores desencadenantes que afectaron la estabilidad de los cortes de taludes al momento de realizar la construcción del canal de conducción de la Hidroeléctrica Magdalena.

1.2.2 Justificación Metodológica

El enfoque de este trabajo se centró en la evaluación de la calidad geomecánica de los macizos rocosos mediante una caracterización litológica, geológica - estructural y geotécnica (tanto de rocas como de suelos), a lo largo del canal de conducción. A través del análisis e interpretación de los resultados obtenidos de los ensayos en laboratorio y de la utilización de softwares especializados, se pudo comprender y evaluar las condiciones actuales de estabilidad de los taludes; de esta manera se generaron medidas de prevención y se redujeron los niveles de peligro geológico al momento de construir la hidroeléctrica.

Como clasificaciones geomecánicas, se emplearon los sistemas Rock Mass Rating (RMR), Geological Strength Index (GSI), los índices Q-system y Q-slope en los afloramientos de cada macizo rocoso; y se ejecutaron ensayos de mecánica de rocas y mecánica de suelos en el laboratorio con muestras tomadas in situ, tanto de suelo como de roca.

La utilización de software: RocPlane 2.0, RocData 3.0, Dips 5.1, Swedge 4.0, Slide 5.0 y Phase2.v8, permitió la elaboración de modelos de elementos finitos que facilitaron la visualización e interpretación de las condiciones de los taludes con sus probables roturas y materiales de cobertura, a través de los datos obtenidos de las clasificaciones geomecánicas, ensayos de laboratorio y de las medidas estructurales tomadas en campo.

1.2.3 Justificación Práctica

La Parroquia García Moreno cuenta con 5060 habitantes (INEC, 2010), dentro de los cuales el 85% pertenece a una población dispersa, el 4.43% a una población asentada en la cabecera parroquial y el 10.07% a pequeñas concentraciones de población en las comunidades Cielo Verde y Magdalena (PDOT García Moreno, 2015). Bajo este porcentaje, los grupos de pobladores concentrados en el sector Magdalena Bajo – Alto, están unidos por vínculos de parentesco y afinidades conyugales, en su mayoría.

La seguridad de las comunidades dentro del área de estudio y próximas a las zonas de construcción de la hidroeléctrica ha sido uno de los incentivos para el desarrollo del presente proyecto de investigación, por lo que se buscó garantizar la seguridad de los pobladores en su ámbito económico y social.

Con los resultados obtenidos de este estudio se pudo identificar las zonas con mayor susceptibilidad a movimientos de masa y establecer medidas de remediación y estabilización que brinden seguridad a la obra, incrementando su eficiencia y producción, además de generar confianza a las comunidades aledañas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar la estabilidad de los taludes potenciales dentro del trazado del Proyecto Hidroeléctrico Magdalena mediante la caracterización geomecánica y el modelamiento numérico de sus macizos rocosos, para la evaluación de la susceptibilidad a movimientos de masa.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Identificar las unidades litológicas observadas dentro del área de estudio.
- Determinar las propiedades físico-mecánicas de los macizos rocosos mediante el uso de clasificaciones geomecánicas.
- Obtener las propiedades geotécnicas de los suelos y rocas presentes en los taludes a lo largo del canal de conducción, a través de la realización de ensayos en el laboratorio LEMSUR de la Escuela Politécnica Nacional.
- Evaluar la estabilidad de los taludes involucrados mediante el modelamiento numérico con la utilización de softwares especializados.
- Elaborar un mapa geotécnico superficial, que muestre la distribución espacial de las principales propiedades geotécnicas de los materiales involucrados en el trazado del canal de conducción.

- Generar un mapa de susceptibilidad a movimientos de masa integrando la caracterización geológica y geomecánica.

1.4 Ubicación del área de estudio

La zona de estudio se localiza al suroeste de la provincia de Imbabura, en la parroquia García Moreno del cantón Cotacachi, a dos kilómetros hacia el oeste de la población más cercana San Miguel de Chontal. Abarca un área total aproximada de 16,5 km² a lo largo del río Magdalena. (Figura 1.1).

El acceso principal y más transitorio se lo realiza por la carretera de primer orden: Quito – Nanegalito, para luego continuar por una carretera de segundo orden: Nanegalito – La Armenia – Chontal, con un recorrido total de aproximadamente 100 kilómetros.

El Proyecto Hidroeléctrico Magdalena que se sitúa dentro de la zona de estudio y está delimitado por las coordenadas detalladas en la tabla 1.1, tiene como objetivo el uso y aprovechamiento del río Magdalena.

Tabla 1.1 Coordenadas UTM (Datum: WGS 84, Zona: 17N) del área de trabajo.

Nº Coordenadas	X	Y
1	747100	10027100
2	749800	10027100
3	750800	10033200
4	748100	10033200

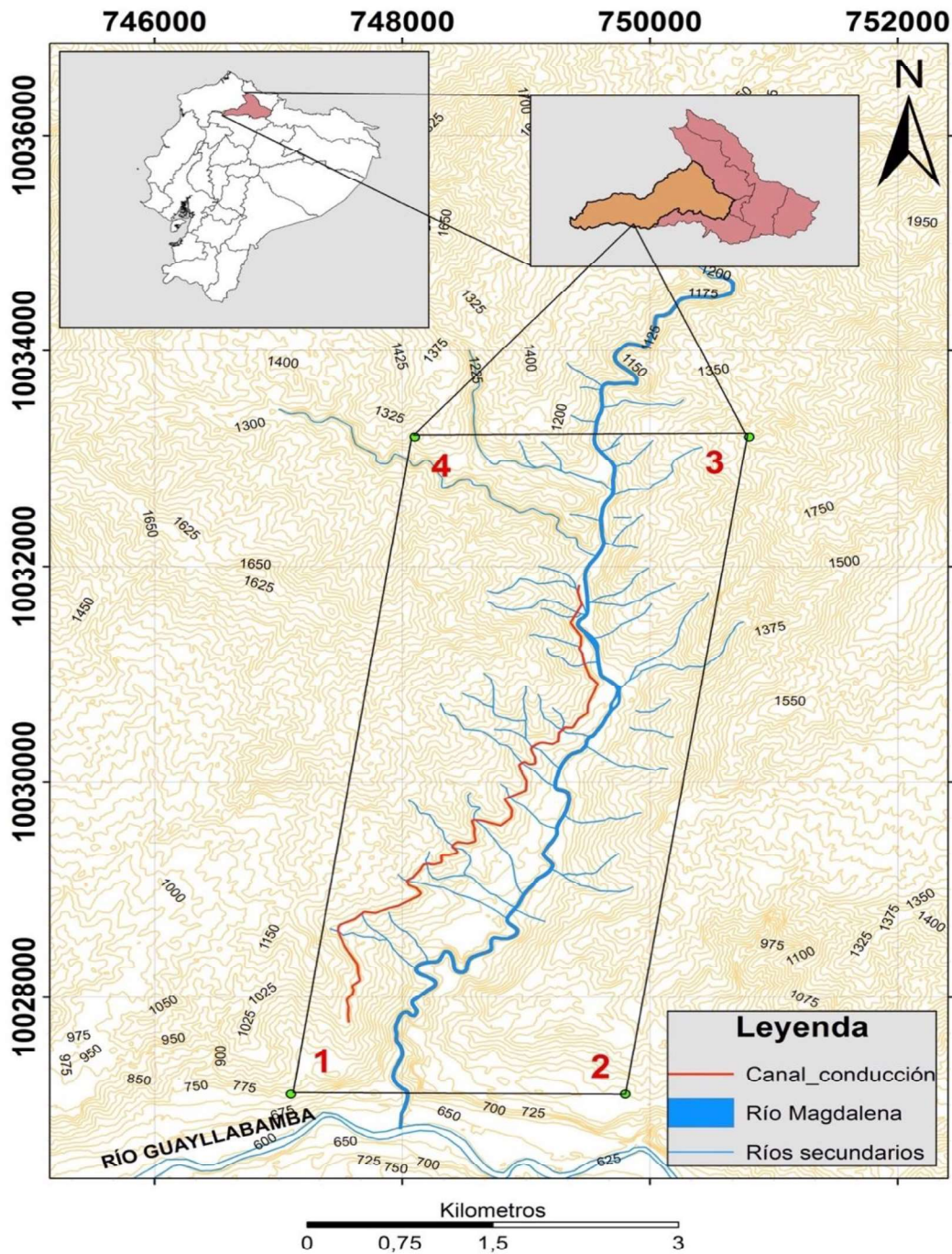


Figura 1.1 Mapa de localización de la zona de estudio.

1.5 Aspecto Socioeconómico

La Parroquia García Moreno cuenta con 5060 habitantes dentro de los cuales el 10.07% corresponde a la población de las comunidades Magdalena y Cielo Verde (INEC, 2010). Los grupos de pobladores del sector Magdalena específicamente, están unidos por vínculos de parentesco y afinidades conyugales. Su principal fuente de trabajo son las actividades agrícolas, ganaderas, pesqueras y mineras. La población y su infraestructura se han visto afectados por impactos antrópicos y de fenómenos naturales como la inestabilidad de taludes, sismos e inundaciones (PDOT García Moreno, 2015).

1.6 Aspecto Físico

1.6.1 Clima

El clima característico de la Parroquia García Moreno es subtropical con una temperatura promedio entre 20° y 25°, y un relieve que varía desde 283 a 3200 msnm (PDOT García Moreno, 2015).

1.6.2 Precipitación

De acuerdo con INAMHI Anuario Meteorológico (2012), las precipitaciones que se registran en la estación de Chontal Bajo M0327 correspondiente a la zona de estudio (Tabla 1.2), son las siguientes:

Tabla 1.2 Registro de los valores pluviométricos mensuales de la estación Chontal Bajo.

Mes	Valores Pluviométricos (mm)
Enero	284.0
Febrero	381.7
Marzo	153.2
Abril	247.4
Mayo	305.9
Junio	37.8
Julio	24.0
Agosto	1.4
Septiembre	11.2
Octubre	99.8
Noviembre	166.1
Diciembre	124.9
Total Anual	1837.4
Máxima en 24 hrs	81.6

Desde el mes de enero hasta mayo se observa que los registros de precipitaciones son mucho más elevados que los meses restantes donde las precipitaciones son bajas y se relacionan con la temporada de verano.

1.6.3 Sismicidad

Debido a la interacción continua entre las placas tectónicas Sudamericana y Nazca, el margen ecuatoriano siempre se ha visto afectado por eventos sísmicos presentándose 37 terremotos desde 1541, con intensidades iguales o mayores a la escala VIII según la escala de intensidad MSK donde los terremotos presentan daños considerables. (Rivadeneira, F., et al., 2007).

Según la NEC (2014) el territorio ecuatoriano se divide en VI zonas sísmicas de diseño para construcción y otorga un valor de factor Z, el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, como se observa en la figura 1.2.

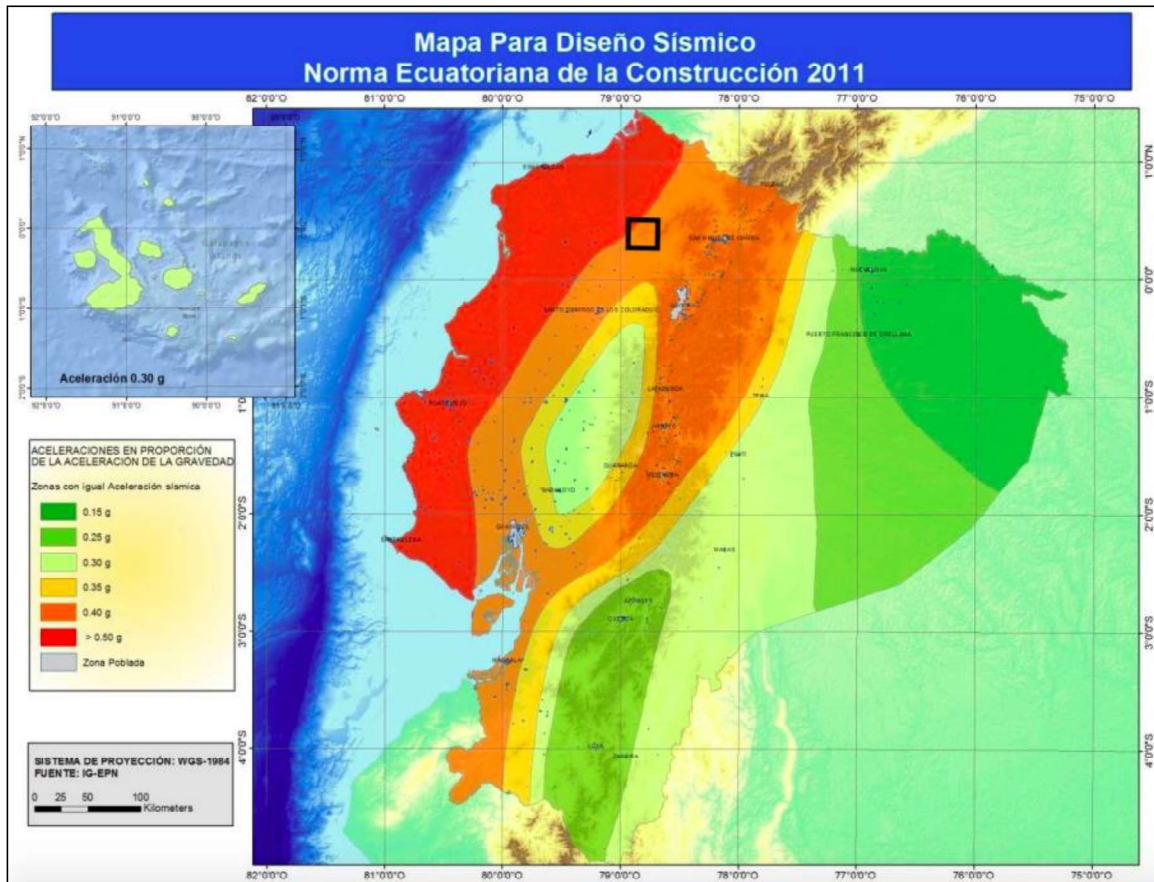


Figura 1.2 Zonas sísmicas y su valor del factor Z. Tomado de NEC. (2014). El recuadro en negro corresponde a la zona de estudio.

El área de estudio se encuentra en la zona V que corresponde a un valor de factor Z de 0.4g. Por lo tanto, y en base a Geosuelos Cía. Ltda (2016) y Suárez (2009), para los análisis de estabilidad pseudoestáticos se estimará un coeficiente de aceleración horizontal y vertical. La aceleración horizontal será de 0.27g mientras que la aceleración vertical se considerará nula al no ser representativa para los deslizamientos. Los taludes que presenten un factor de seguridad mayor a 1.0 (estado pseudoestático) se catalogarán como estables.

1.7 Marco Geológico

1.7.1 Contexto Geodinámico

La subducción de la Placa Nazca bajo la placa continental Sudamericana frente a la costa ecuatoriana, ha controlado la formación de cinco provincias tectono-morfológicas

subparalelas (Figura 1.3) que de Oeste a Este son: Costa, Cordillera Occidental, Valle Interandino, Cordillera Real y Cuenca Oriente (Aspden, J., Litherland, M., 1992).

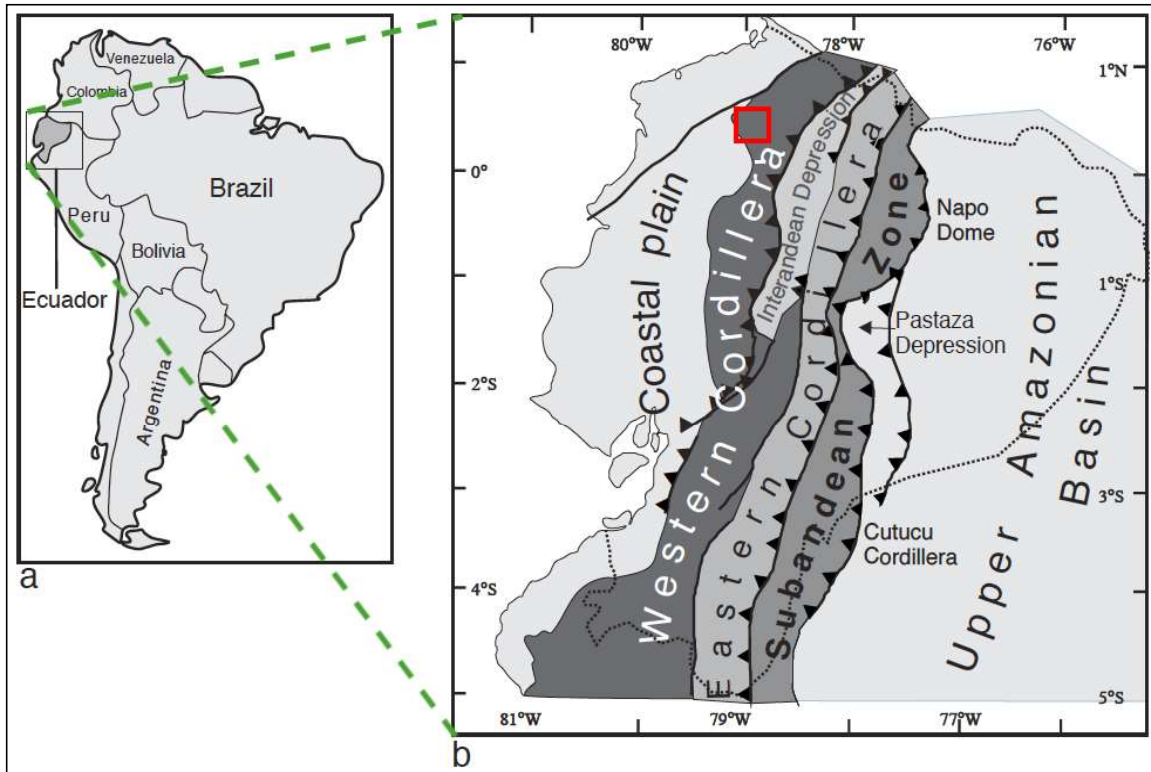


Figura 1.3 Regiones tectono-morfológicas del Ecuador. Modificado de Bès de Berc, S., et al. (2005). El recuadro en rojo corresponde a la zona de estudio.

El basamento de la Cordillera Occidental está constituido por las rocas máficas y ultramáficas alóctonas pertenecientes a la Formación Pallatanga y Unidad San Juan de edad Cretácico Tardío Temprano; las cuales tienen las características geoquímicas de un plateau oceánico. Al borde oriental de la Cordillera Occidental se encuentra expuesto el Bloque Pallatanga que se separa del margen continental por la falla Calacalí-Pujilí-Pallatanga (CPPF); mientras que a lo largo del borde occidental se asienta la Unidad Macuchi (Eoceno medio) y su frontera oriental coincide con la falla Chimbo Toachi (CTF), que corresponde a la Zona de Cizalla Mulaute (MSZ) en la parte norte del alineamiento (Figura 1.4) (Vallejo, C., 2007).

Sobre las rocas del plateau sobreyacen las secuencias de arco de isla intraoceánico del Grupo Río Cala, Granito Pujilí y Unidad Naranjal. El Grupo Río Cala está compuesto por las Formaciones La Portada, Mulaute, Pilatón, Natividad y Río Cala (Vallejo, C., 2007).

1.7.2 Geología Local

La zona de estudio se encuentra ubicada dentro de la Cordillera Occidental donde afloran las Formaciones Mulaute y Pilatón, pertenecientes al Grupo Río Cala. Estas formaciones conjuntamente con depósitos aluviales del cuaternario abarcan gran parte del presente trabajo. Es importante destacar la presencia del río Magdalena mismo que se ubica en las estribaciones bajas de la Cordillera Occidental, recorriendo en dirección norte-sur para finalmente desembocar en el río Guayllabamba.

1.7.3 Litoestratigrafía

Formación Mulaute (Eoceno)

Trabajos previos de Hughes y Bermúdez (1997) definen a la Formación Mulaute como una secuencia volcanosedimentaria mixta. Vallejo (2007) describe su litología como rocas basálticas (Eguez, A., 1986) con una intercalación de sedimentos turbidíticos de gran espesor a mediano espesor. También incluye tobas, brechas volcánicas y andesitas basálticas. Las rocas volcánicas contienen abundante epidota, pumpellita y clorita, lo cual sugiere que han experimentado un metamorfismo de bajo grado.

La depositación de las rocas sedimentarias fue próxima a un abanico turbidítico marino y fueron originadas por un ambiente volcánico contemporáneo con afinidad de arco de isla. La edad de la Formación Mulaute ha sido pobremente limitada, sin embargo, Hughes y Bermúdez (1997) asignan una edad pre-Eocena por medio de una hornblenda K/Ar para una diorita encontrada dentro de esta formación (Vallejo, C., 2007).

Formación Pilatón (Campaniano - Maastrichtiano)

Definida por Hughes y Bermúdez (1997) como una secuencia turbidítica de gran potencia. De acuerdo con Vallejo (2007), esta Formación está compuesta por areniscas turbidíticas ricas en fragmentos volcánicos y microbrechas con fragmentos de líticos volcánicos producto de un flujo turbidítico de alta densidad.

Las areniscas turbidíticas están principalmente compuestas por plagioclasa, piroxeno y epidota, los minerales máficos están parcialmente reemplazados por epidota, clorita y pumpellita debido a la alteración hidrotermal y al metamorfismo de bajo grado. Esta Formación está fuertemente meteorizada en su borde occidental donde es indistinguible de la Formación Mulaute (Vallejo, C., 2007).

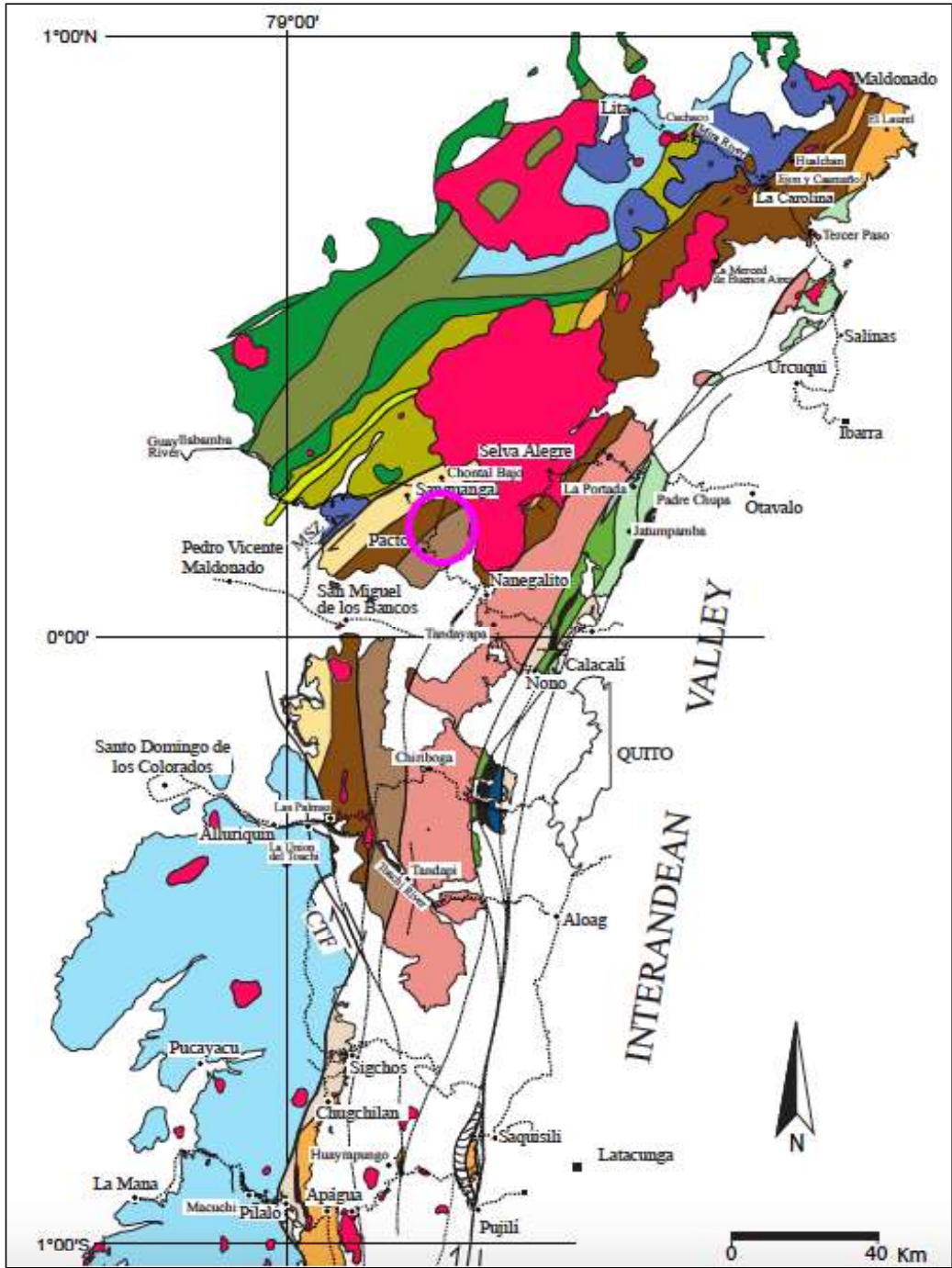


Figura 1.4 Mapa Geológico de la Cordillera Occidental de 1°N a 1°S. Tomado de Vallejo, C. (2007). El círculo rosado señala las formaciones Mulaute y Pilatón.

Para el reconocimiento y estudio de estas Formaciones, se efectuó un trabajo de campo a lo largo del río Magdalena, observándose afloramientos de volcanosedimentos y areniscas bien consolidados o silicificados, con textura de grano medio a grueso y de color gris verdoso a gris oscuro. Las rocas presentan fenocristales de plagioclasa, piroxeno, pirita, calcopirita en un gran porcentaje. Las muestras de roca, en su mayoría, presentan un grado de meteorización bajo a moderado; mientras que, en ciertas

muestras de roca cercanas a las orillas del río, se observaron alteraciones por saussuritización. (Fotografía 1.1).



Fotografía 1.1 Afloramiento de turbiditas de gran potencia de las Formaciones Mulaute – Pilatón a lo largo del río Magdalena. UTM, WGS84 (X: 749570, Y: 10032460).

1.7.4 Depósitos Cuaternarios

Depósitos Coluviales

Son materiales producto de la meteorización o alteración in situ de las rocas, que posteriormente fueron transportados por agua, por gravedad y por efecto hielo-deshielo. Por tal razón poseen diferente granulometría y permeabilidad, caracterizándose como fragmentos angulares dentro de una matriz limo arcillosa. Comúnmente se asocian a masas inestables por lo que su resistencia es muy baja cuando hay presencia de lluvias intensas o mantienen un contacto con un sustrato rocoso. (González de Vallejo, L., et al., 2002).

Dentro del área de estudio, se observan depósitos coluviales en los flancos de los valles y su potencia varía según la pendiente de la zona; estos depósitos han sido generados por el desprendimiento de suelo y roca que ocasionan la meteorización y las pendientes semi-verticales.

Depósitos Aluviales

Son materiales que han sido transportados y depositados por el agua, particularmente; presentando una gran variación en tamaños desde arcillas hasta gravas gruesas, cantos y bloques. Los suelos adquieren propiedades geotécnicas muy variables debido a su granulometría y pueden llegar a contener materia orgánica dependiendo de los medios en lo que se desarrolle (González de Vallejo, L., et al., 2002).

Dentro del área de estudio, las terrazas aluviales se encuentran, litológicamente, compuestas por arena limosa, grava y arcilla. Estas terrazas alcanzan niveles de hasta 300m de largo (Geosuelos Cía. Ltda, 2016).

Suelo residual

Son suelos provenientes de la descomposición in situ de las rocas por meteorización física y química, y se desarrollan en condiciones tropicales húmedas. Estos suelos generalmente, pueden provocar deslizamientos poco profundos y rápidos (Suárez, J., 1998).

Los depósitos de suelos residuales se presentan a lo largo de la línea de conducción y se observa como los suelos que contienen un material de grano grueso como grava arenosa se convierte en un limo arenoso al aplicarle una fuerza pequeña o al ser compactadas.

2 CAPÍTULO II: MARCO CONCEPTUAL

2.1 Suelos

Concerniente a temas de ingeniería, el suelo se define como un agregado no consolidado de granos minerales y materia orgánica descompuesta, mismos que conforman la fase sólida del suelo; mientras que la fase líquida y gaseosa se encuentran en los espacios vacíos existentes entre las partículas sólidas (Das, B. M., 2013).

La formación del suelo proviene de la descomposición física y/o química de las rocas debido a la acción de los agentes de intemperismo, obteniendo fragmentos de roca cada vez más pequeños y dando origen a los suelos inorgánicos. Los suelos orgánicos, en cambio, son el resultado de los procesos biológicos donde interviene la actividad bacteriana.

2.1.1 Origen de los suelos

Suelos residuales: Son aquellos suelos inorgánicos, donde el producto de la meteorización de las rocas, permanece en el mismo lugar donde se originó (Crespo, C., 2010). Se desarrollan, principalmente, en zonas tropicales húmedas y una de sus principales características es la gradación del tamaño de las partículas, ubicándose tamaños de grano más grueso a mayor profundidad. Sin embargo, se pone a consideración que, al momento de realizarse excavaciones o compactaciones, el suelo puede convertirse a un tamaño de grano más fino que el original como una grava arenosa a un limo fino (Suárez, J., 2009).

Suelos transportados: Son aquellos suelos que se han movilizad de su lugar de origen por procesos físicos, clasificándose según su agente transportador y por depositación en los siguientes (Das, B. M., 2013):

- **Eólicos:** Depositados por el viento.
- **Glaciales:** Depositados por acción glacial.
- **Marinos:** Formados por depositación en los mares.
- **Lacustres:** Depositados en lagos.
- **Aluviales:** Depositados por corrientes de agua y a lo largo de los arroyos.

Suelos orgánicos: Son aquellos suelos que se forman casi siempre in situ. Pueden llegar a formar turba cuando la cantidad de materia orgánica sobrepasa a la cantidad de suelos inorgánicos; comúnmente en zonas costeras y regiones glaciares (Crespo, C., 2010).

Estos suelos se caracterizan por ser altamente comprensibles y con un contenido de humedad entre 200% a 300%.

2.1.2 Clasificación según el tamaño de grano, mineralogía y forma

Las propiedades físicas del suelo, en su mayoría, son dictadas por la composición química de los granos, su tamaño y forma. Para una mayor comprensión, la clasificación de suelos se basará en su granulometría (Das, B. M., 2013; Crespo, C., 2010).

GRAVAS. - Son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas entre 8-10cm y 2mm que, en ocasiones, presentan partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales. La forma de las partículas de las gravas depende de la historia de su formación, teniendo variaciones desde elementos redondeados a angulares.

Debido a los grandes huecos entre partículas, estas no retienen agua.

ARENAS. - Son partículas de grano fino producto de la trituración artificial de las rocas y cuyo diámetro varía entre 2 – 0.075mm. En su mineralogía predomina el cuarzo y feldespato, aunque pueden estar presentes granos de otros minerales, observables a simple vista.

Cuando las arenas están limpias no se retraen al secarse, no son plásticas ni cohesivas, se comprimen rápidamente al aplicar una carga en su superficie, son menos comprensibles en comparación con las arcillas y al mezclarse con agua no forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.

LIMOS. - Son partículas microscópicas del suelo comprendidas entre 0.075 – 0.002mm y compuestas por fragmentos finos de cuarzo y minerales micáceos.

Los limos presentan características muy peculiares, poseen poca plasticidad, muy baja permeabilidad y muy alta comprensibilidad por lo que logran retener el agua mejor que los tamaños superiores. Forman una pasta agua-limo, misma que al ser golpeada con la mano, libera el agua con facilidad.

A menudo, son considerados como suelos pobres para cimentar de no encontrarse en estado denso. El limo seco posee una baja resistencia.

ARCILLAS. - Son partículas sólidas microscópicas y submicroscópicas, con tamaños inferiores a 0.002mm, compuestas por minerales arcillosos y otros minerales. Para alcanzar estos tamaños, se necesita que las partículas sean sometidas a transformaciones químicas.

Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque también, contiene silicatos de hierro o de magnesio hidratados; sus enlaces débiles permiten el fácil ingreso de las moléculas de agua, llegando a aumentar el volumen de las arcillas y presentando una gran capacidad de retención de agua. Frecuentemente, son los minerales más problemáticos durante la construcción puesto que presentan tiempos muy elevados de expulsión de agua bajo esfuerzos.

En general, las arcillas son plásticas, se contraen al secarse, presentan cohesión según su humedad, son muy compresibles y al aplicarse una carga se comprime lentamente.

2.2 Mecánica de suelos

La mecánica de suelos es la disciplina que estudia las propiedades físicas y el comportamiento de las masas de suelos cuando se aplican diferentes tipos de fuerzas (Das, B. M., 2013).

Según Karl Terzaghi, la mecánica de suelos nace como solución a los problemas ingenieriles asociados con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, resultado de la meteorización física y química de las rocas, siendo indispensable la aplicación de las leyes de la mecánica e hidráulica (Crespo, C., 2010).

Las construcciones de obras de ingeniería se consideran uno de los principales factores que contribuyen a la alteración de las condiciones naturales del suelo, causando que éste no guarde las mismas características propias que normalmente posee en su entorno geográfico original y reaccione de determinada manera.

La respuesta del suelo frente a estos factores que predominan en su conducta, según González de Vallejo et al. (2002), son:

- La proporción de materia sólida que existe en un volumen unitario de suelo de referencia.
- El tamaño y distribución de las partículas, mismo que facilita o dificulta el movimiento de los granos entre sí.
- El volumen relativo de los huecos, el suelo es más deformable a medida que la dimensión aumenta.
- El tamaño medio de los huecos.

2.2.1 Resistencia al Corte

Representa la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo logra dar a la falla, así como, el deslizamiento producido a lo largo de cualquier plano dentro de ella

(Das, B. M., 2013). Su comportamiento es variante por lo que depende de las características del suelo como: estructura, nivel de deformaciones, estado tensional y de la presencia de fluidos que rellena sus poros tanto de agua como de aire y agua (González de Vallejo, L., et al., 2002).

La resistencia al corte sobre un plano está dada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb (Figura 2.1) que describe el estado tensional sobre un elemento del terreno dado, y al trabajarse con un suelo saturado, el resultado viene expresado en términos de esfuerzos efectivos, teniendo la siguiente ecuación:

$$\tau = c' + (\sigma - u) * \tan \varphi'$$

donde:

τ : esfuerzo de resistencia al corte del suelo en el plano de falla

c' : cohesión o cementación efectiva

σ : esfuerzo normal total en el plano de falla

u : presión del agua intersticial o de poros

φ' : ángulo de resistencia al corte efectivo del suelo (constante)

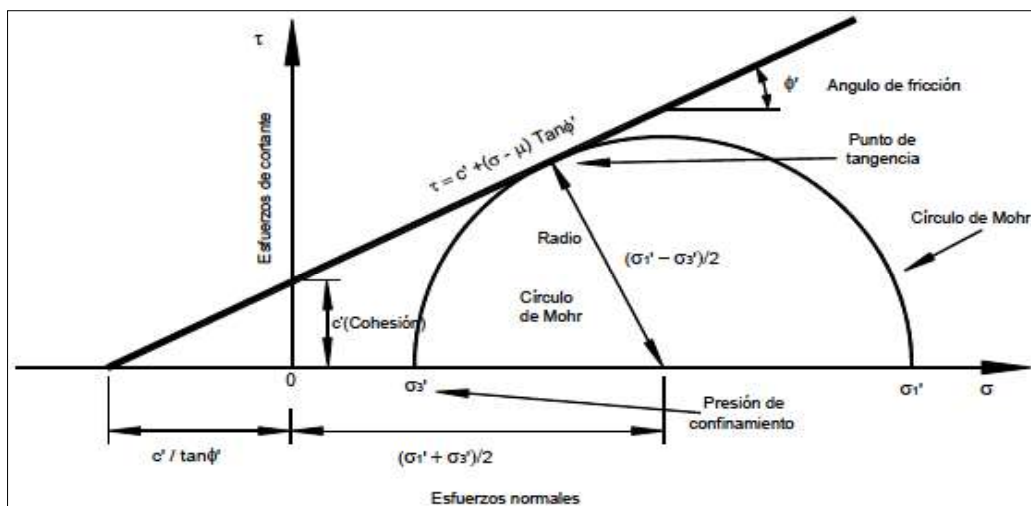


Figura 2.1 Representación gráfica de la ecuación de Coulomb. Tomado de Suárez, J. (2009).

La ecuación antes descrita representa una recta en el espacio (σ, τ) , denominándose envolvente de falla del suelo o línea de resistencia intrínseca que proporciona, para cada valor de la tensión efectiva normal a un plano que atraviesa un elemento del suelo, la máxima tensión tangencial movilizable a favor de dicho plano (González de Vallejo, L., et al., 2002).

Existen tres estados tensionales de un elemento de suelo que, dependiendo del alcance del círculo de Mohr y de la envolvente de falla, muestran posibles estados de rotura. (Figura 2.2).

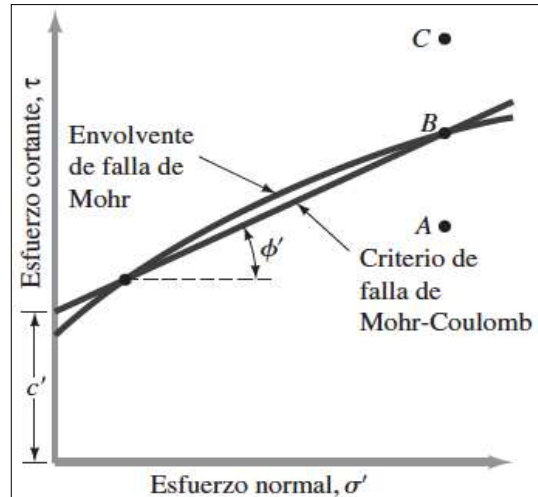


Figura 2.2 Estados tensionales representados por el círculo de Mohr. Tomado de Das, B. M. (2013).

- Si dentro de un determinado estado de esfuerzos, el círculo de Mohr se encuentra por debajo de la envolvente de falla (A) (Figura 2.2), el suelo será estable y estará en un estado posible de rotura.
- Si dentro de un determinado estado de esfuerzos, el círculo de Mohr es tangente a la envolvente (B) (Figura 2.2), el suelo alcanzaría la máxima resistencia y estaría en una situación de rotura donde la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano.
- No es posible poseer un determinado estado de esfuerzos en el interior de un suelo, donde el círculo de Mohr corte a la envolvente. (C) (Figura 2.2). Si se imponen estados de esfuerzos, resultaría en una falla (Lambe, T., et al., 1984).

Generalmente, los suelos poseen c' y ϕ' al mismo tiempo; sin embargo, se detallan dos casos límites en el criterio de rotura (Crespo, C., 2010).

- a) En las arenas lavadas y secas, así como en limos orgánicos, donde la cohesión es 0 y la carga de rotura se produce para un valor de:

$$\tau = (\sigma - u) * \tan \phi'$$

pasando por el origen la envolvente del círculo de Mohr. (Figura 2.3).

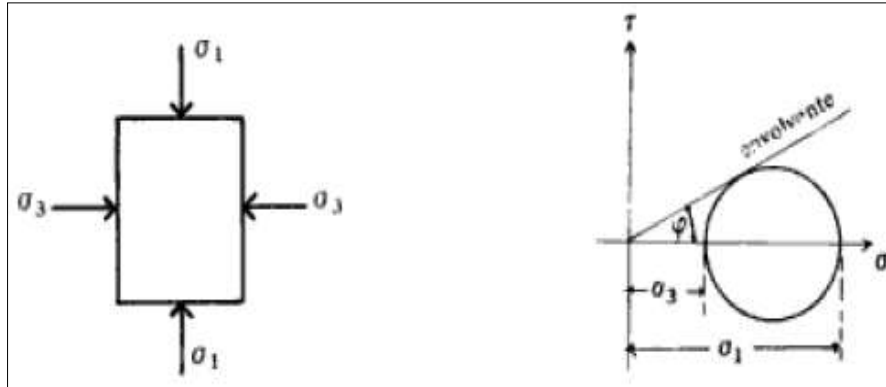


Figura 2.3 Envolvente de falla y círculo de Mohr para arenas secas y limo inorgánico. Tomado de Crespo, C. (2010).

- b) En las arcillas blandas, donde el ángulo de resistencia al corte tiende a ser 0 y, por ende, la carga de rotura es constante e igual a la cohesión del suelo:

$$\tau = c$$

En la figura 2.4 se indica el esfuerzo unitario de rotura a compresión no confinada q_u y los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 .

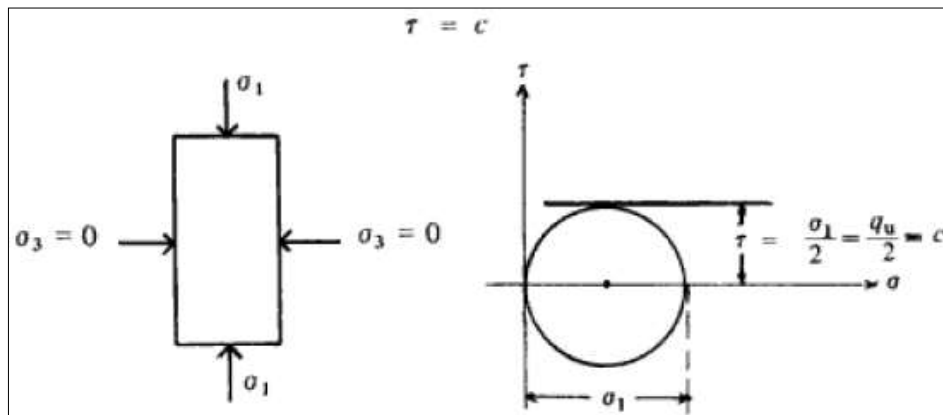


Figura 2.4 Envolvente de falla y círculo de Mohr para arcillas blandas. Tomado de Crespo, C. (2010).

2.2.2 Ángulo de Resistencia al Corte y Cohesión

Ángulo de resistencia al corte (ϕ)

Es la representación matemática del coeficiente de rozamiento introducido por convenio. Se le considera constante y depende de numerosos factores como el tipo de material, el tamaño, su uniformidad, presión normal, densidad, entre otros (Suárez, J., 2009).

Cohesión (c)

En mecánica de suelos, representa la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas del suelo (Suárez, J., 2009). Crespo (2010), especifica

como la adherencia entre las partículas del suelo gracias a la atracción entre ellas por medio de fuerzas moleculares.

2.2.3 Límites de Atterberg

También conocidos como límites de consistencia, se definen como los contenidos de humedad que describen el comportamiento de los suelos de grano fino y delimitan las fronteras de transición que se presentan al pasar de un estado a otro; tales estados son: sólido, semisólido, plástico y líquido. (Figura 2.5).

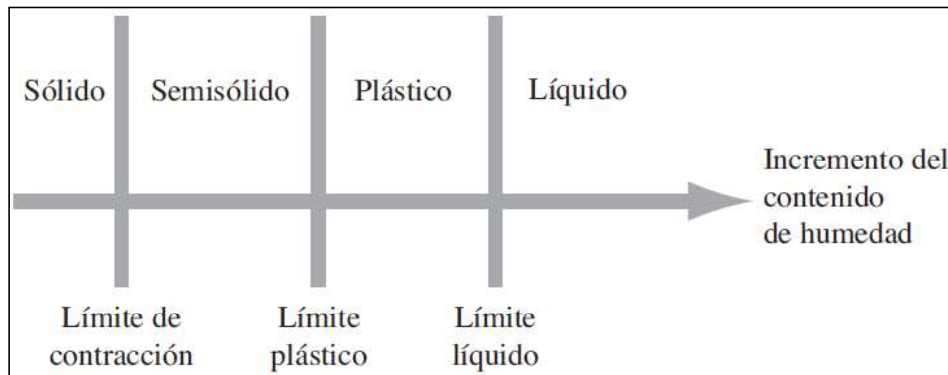


Figura 2.5 Límites de Atterberg. Tomado de Das, B. M. (2013).

En mecánica de suelos, es importante conocer los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo presenta un comportamiento plástico, sin romperse, hasta cierto límite. En base a este concepto, se puede realizar la identificación y clasificación de un suelo.

Límite Líquido

Es el contenido de humedad del suelo en porcentaje con respecto a su peso seco, con el cual el suelo cambia de un estado plástico a un estado líquido (Crespo, C., 2010). En este límite, los suelos plásticos tienen muy baja resistencia al esfuerzo cortante por lo que la cohesión es prácticamente nula.

Límite Plástico

Es el contenido de humedad del suelo, expresado en porcentaje con respecto a su peso seco, con el cual un suelo cohesivo manifiesta una transición entre el estado semisólido al estado plástico (Crespo, C., 2010).

La plasticidad de cada suelo depende de las condiciones del ambiente y del tipo y composición del suelo, por lo que, en condiciones húmedas los suelos arcillosos son plásticos y en condiciones secas son duros; los suelos limosos se vuelven menos duros cuando están en ambientes secos y no son esencialmente plásticos, mientras que los suelos arenosos se desmenuzan al estar en condiciones secas. En suelos orgánicos, el

límite plástico se ve alterado y tiende a aumentar su valor a diferencia del límite líquido, por tal razón estos suelos presentan un alto límite líquido y un bajo índice plástico (Crespo, C., 2010).

2.2.4 Análisis Granulométrico

Es la determinación del porcentaje de la cantidad de suelo de diferentes tamaños de granos, retenidos y definidos por una serie de tamices ordenados de mayor a menor abertura de malla. (Tabla 2.1).

Tabla 2.1 Tamaños estándar de tamices utilizados en los ensayos del laboratorio.

Tamiz No.	Abertura Tamiz (mm)
4	4.750
10	2.000
20	0.850
40	0.425
200	0.075

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) clasifica a los suelos de acuerdo a su composición granulométrica y límites de consistencia. Además, presenta una tabla donde designa a los suelos con símbolos que constan de un prefijo y sufijo. (Figura 2.6). Esta clasificación se divide en dos grandes grupos:

- Suelos con granulometría gruesa: representados por gravas (G) y arenas (S) con más del 50% de retenidos en la malla N° 200.
- Suelos con granulometría fina: representados por limos (M) y arcillas (C) con más del 50% pasados por la malla N° 200.

A los suelos constituidos por materia orgánica se asigna el prefijo O y Pt para aquellos altamente orgánicos como la turba y lodo (Crespo, C., 2010).

Otros símbolos usados y que acompañan a la clasificación son: W para suelos bien graduados, P para suelos mal graduados, L indica baja plasticidad y H indica alta plasticidad (Das, B. M., 2013).

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos		
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravilla más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Gravillas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos		
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos		
		Gravillas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo		
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla		
		Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
	Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas			
		Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas			
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40						
	Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200 (La abertura del tamiz N.º 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la segregación)	Débil	Débil	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
				Nula a ligera	Rápida a lenta		
			Ligera a alta	Nula a muy lenta	Medía	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Ligera a media				Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos	
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas	
	Medía a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta		
Suelos altamente orgánicos			Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

Figura 2.6 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) con su identificación y descripción. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).

2.3 Mecánica de rocas

Es la ciencia que se encarga del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamientos geomecánicos de los macizos rocosos frente a la acción de fuerzas internas y externas, que actúan en su entorno físico. Su desarrollo comenzó gracias a la utilización del contorno geológico para la realización de diferentes actividades ingenieriles

como excavaciones, cimentaciones, explotaciones mineras y obras superficiales y subterráneas (González de Vallejo, L., et al., 2002).

El propósito de esta disciplina es reconocer y predecir el comportamiento mecánico del material rocoso y su deformación al momento de ejercer fuerzas sobre ellos.

Los factores geológicos que condicionan su conducta y modifican las propiedades físico-mecánicas, según Bieniawski (1989); González de Vallejo et al. (2002), son:

- La estructura geológica y discontinuidades presentes.
- La litología y propiedades de la matriz.
- El estado de esfuerzos tensionales al que se encuentra sometido el material.
- Las condiciones hidrogeológicas.
- El grado de alteración.

2.3.1 Módulo de Young y Coeficiente de Poisson

Son constantes elásticas producto de la deformabilidad de la roca, la cual se define como la propiedad que tiene ésta para modificar su forma frente a la aplicación de fuerzas. Ambas constantes pueden ser obtenidas del ensayo de resistencia a la compresión simple y definir las condiciones de deformación elástica estática de la roca (González de Vallejo, L., et al., 2002).

Módulo de Young (E)

Denominado también como módulo de deformación o de elasticidad. Es la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida en la misma dirección del esfuerzo (González de Vallejo, L., et al., 2002).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ax}}$$

Donde:

E : módulo de young o de elasticidad

σ : esfuerzo aplicado

ε_{ax} : deformación axial (misma dirección de aplicación del esfuerzo)

Coeficiente de Poisson (ν)

Definido como la relación existente entre la deformación transversal y axial (González de Vallejo, L., et al., 2002).

$$\nu = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ax}}$$

Donde:

ν : coeficiente de poisson

ε_1 : deformación transversal de la probeta de roca ensayada

El Módulo de Young se expresa en unidades de esfuerzo mientras que el Coeficiente de Poisson es adimensional. En las tablas 2.2 y 2.3, se exhiben los distintos rangos más frecuentes de variación de estas constantes elásticas representativas tanto para suelos como para rocas. Los amplios rangos son debido a la alta variabilidad de propiedades físicas de los materiales y al carácter anisotrópico en el caso de las rocas.

Tabla 2.2 Constantes elásticas para varios tipos de suelo. Tomado de Das, B. M. (2013).

Tipo de suelo	Módulo de Young E (MN/m ²)	Coeficiente de Poisson ν
Arena suelta	10-25	0.20-0.40
Arena semi-densa	15-30	0.25-0.40
Arena densa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	—
Arcilla media	20-40	0.20-0.50
Arcilla dura	40-100	—

Tabla 2.3 Constantes elásticas para varios tipos de rocas. Tomado y modificado de González de Vallejo, L., Ferrer, M. (2011).

Tipo de roca	Módulo de Young E (GPa)	Coeficiente de Poisson ν
Andesita	30-40	0.23-0.32
Arenisca	3-61	0.1-0.4
		(0.24-0.31)
Basalto	32-100	0.19-0.38
		(0.25)
Caliza	15-90	0.12-0.33
	(29-60)	(0.25-0.30)
Cuarcita	22-100	0.08-0.24
	(42-85)	(0.11-0.15)
Diorita	2-17	—
Esquisto	6-39	0.01-0.31
	(20)	(0.12)
Gabro	10-65	0.12-0.20
Gneiss	17-81	0.08-0.40
	(53-55)	(0.20-0.30)
Granito	17-77	0.1-0.4

		(0.18-0.24)
Grauvaca	47-63	—
Limolita	53-75	0.25
Lutita	3-22	0.25-0.29
Pizarra	5-30	—

2.4 Clasificaciones Geomecánicas

Son evaluaciones de calidad que se aplican a afloramientos de macizos rocosos y proporcionan una estimación inicial simple, rápida y a bajo coste de los parámetros geomecánicos que presentan los macizos, de modo que se pueden emplear en el diseño y proyectos de obras de ingeniería como la estabilización de taludes.

2.4.1 Índice RMR (Rock Mass Rating)

Desarrollada por Bieniawski en 1973 y actualizada en 1989, este sistema facilita la clasificación de macizos rocosos con la cual se puede relacionar índices de calidad, tanto cuantitativamente como cualitativamente, con medidas geotécnicas del macizo (González de Vallejo, L., et al., 2002).

Además, permite estimar parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo induciendo cuál sería el posible comportamiento del afloramiento frente a estructuras de construcción. Los afloramientos de macizos rocosos deben mostrar características geológicas prácticamente homogéneas para poder realizar la clasificación geomecánica RMR.

Los parámetros geomecánicos que considera la clasificación RMR (tabla 2.4), son:

- Resistencia de la matriz rocosa.
- Índice de calidad de roca (RQD).
- Orientación de las discontinuidades.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Estado de las discontinuidades.
- Presencia de agua.

Tabla 2.4 Parámetros de clasificación RMR (Bieniawski, 1989).

RMR			
PARÁMETROS GEOMECÁNICOS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	
1. Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo Compresión Simple (Mpa)	>250	15
		250-100	12
		100-50	7
		50-25	4
		25-5	2
		5-1	1
		<1	0
	Ensayo de Carga Puntual (Mpa)	>10	15
		10-4	12
		4-2	7
2. RQD	2-1	4	
	90-100 %	20	
	75-90 %	17	
	50-75 %	13	
	25-50 %	6	
3. Separación entre diaclasas	<25 %	3	
	>2 m	20	
	0.6-2 m	15	
	0.2-0.6 m	10	
	0.06-0.2 m	8	
4. Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<0.06 m	5
		<1 m	6
		1-3 m	4
		3-10 m	2
		10-20 m	1
	Abertura	>20 m	0
		Nada	6
		<0.1 mm	5
		0.1-1.0 mm	3
		1-5 mm	1
	Rugosidad	>5mm	0
		Muy rugosa	6
		Rugosa	5
		Ligeramente rugosa	3
		Ondulada	1
	Relleno	Suave	0
		Ninguno	6
		Relleno duro <5 mm	4
		Relleno duro >5 mm	2
		Relleno blando <5 mm	2
Relleno blando >5 mm		0	
Inalterada		6	
Alteración	Ligeramente alterada	5	
	Moderadamente alterada	3	
	Muy alterada	1	
	Descompuesta	0	
	Seco	15	
5. Agua Freática	Ligeramente húmedo	10	
	Húmedo	7	
	Goteando	4	
	Agua fluendo	0	

En la tabla 2.5 se observa que la puntuación, que otorga esta clasificación RMR a las propiedades del macizo, varía entre 0 a 100, asignándole un número de clase y definiendo la calidad del mismo.

Tabla 2.5 Valoración RMR y calidad de los macizos rocosos (Bieniawski, 1989).

Clase	Calidad	Puntuación RMR
I	Muy buena	100-81
II	Buena	80-61
III	Media	60-41
IV	Mala	40-21
V	Muy mala	<20

2.4.1.1 Resistencia de la matriz rocosa

La resistencia junto con la deformabilidad controla la conducta mecánica de la roca, por lo que se define a la resistencia como el esfuerzo con el que se opone la roca a determinadas deformaciones y su comportamiento frente a esta aplicación de fuerzas internas (cohesivas y friccionales) y externas.

Al momento de realizar las calificaciones en campo, el valor de la resistencia de la matriz rocosa puede ser determinado empíricamente a través de los criterios de la tabla 2.6 donde se muestra una descripción específica de la consistencia de la roca y su correspondiente rango de resistencia; para posteriormente ser reforzado con los datos proporcionados por los ensayos de Carga Puntual o Compresión Uniaxial.

Tabla 2.6 Clasificación aproximada de la resistencia de la matriz rocosa de acuerdo a índices de campo. (González de Vallejo, L., et al., 2002).

Descripción	Resistencia a compresión simple (Mpa)
Extremadamente dura	>250
Muy dura	250-100
Dura	100-50
Moderadamente dura	50-25
Blanda	25-5
Muy blanda	5-1

Resistencia a la compresión simple (RCS)

También conocida como resistencia uniaxial no confinada. Es el máximo esfuerzo que soporta la roca al ser sometida a compresión uniaxial (González de Vallejo, L., et al., 2002), determinando su competencia. Está dada por la ecuación:

$$\sigma_c = \frac{Fc}{A}$$

Donde:

σ_c : compresión simple

F_c : fuerza de compresión aplicada

A : área de aplicación

Además de calcular valores de resistencia, este ensayo proporciona las constantes elásticas de la roca como el Módulo de Young y el Coeficiente de Poisson.

Carga Puntual

Conocido también como ensayo Franklin. Determina la resistencia a la compresión simple de fragmentos de roca a partir del índice de carga puntual I_s , obtenido del ensayo (González de Vallejo, L., et al., 2002). Los valores de esfuerzo aplicado son similares a los del ensayo RCS, según el diámetro de la muestra.

El índice I_s queda definido por la ecuación:

$$I_s = \frac{P}{De^2}$$

Donde:

P : carga de rotura

De^2 : diámetro del núcleo equivalente

En la figura 2.7 se observa la configuración de carga aplicada y las dimensiones requeridas de acuerdo a la forma del macizo siendo (a) muestra diametral, (b) muestra axial, (c) bloque y (d) muestra irregular. W = ancho, L = largo, D = diámetro y De = diámetro del núcleo equivalente.

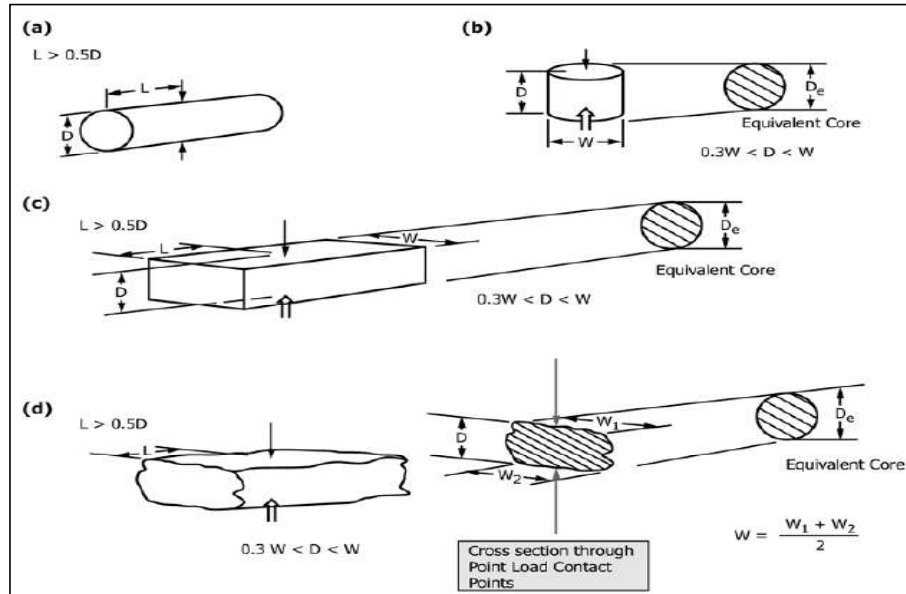


Figura 2.7 Dimensiones de distintas formas de macizo rocoso. Tomado de ASTM D5731. (2016).

2.4.1.2 Índice de calidad de roca (RQD)

Propuesto y desarrollado por Deere entre 1963 y 1967, el RQD proporciona una estimación cuantitativa de la calidad del material rocoso a partir de los registros de los núcleos de perforación (Palmstrom, A., 2005). Este parámetro geomecánico calcula el porcentaje de testigos mayores a 10cm de longitud recuperados de un sondeo, con respecto a la longitud total (figura 2.8) y permite estimar el grado de fracturación del macizo rocoso (Ramírez, P., Alejano, L., 2008).

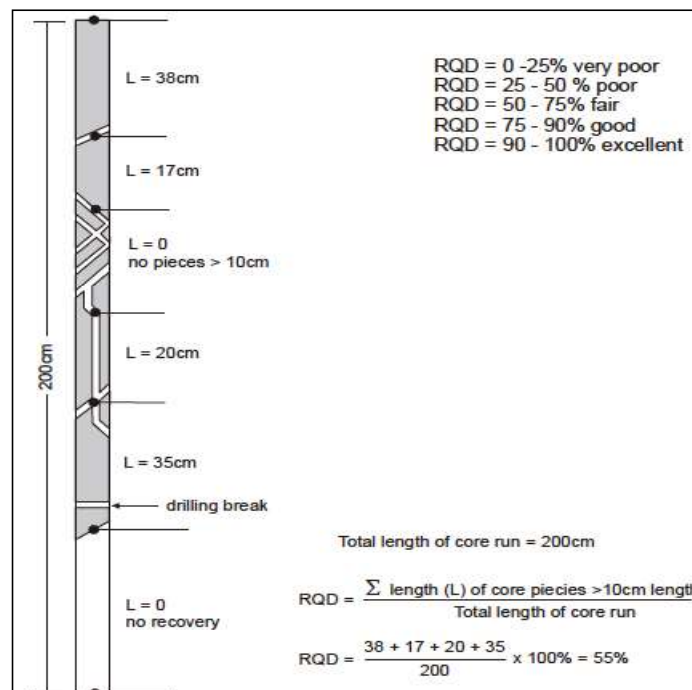


Figura 2.8 Medición y cálculo del RQD para testigos de perforación. Tomado de Palmstrom, A. (2005).

En el caso de que no se dispongan de testigos de perforación, el índice RQD puede estimarse a partir de datos en afloramientos según las correlaciones empíricas de Palmstrom (1974), donde se propuso la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \text{RQD} &= 115 - 3.3J_v && \text{para } J_v > 4.5 && \text{Ecuación 1.} \\ \text{RQD} &= 100 && \text{para } J_v \leq 4.5 \end{aligned}$$

J_v es el número de juntas por metro cúbico.

Por otra parte, Hudson y Priest (1979), proponen una alternativa para determinar el RQD con relación a la frecuencia de fracturas o discontinuidades:

$$\text{RQD} = 100 e^{-0.1\lambda} (1+0.1\lambda) \quad \text{Ecuación 2.}$$

λ es el número de fisuras por metro en una línea de exploración asignada.

Posteriormente, Palmstrom (2005) actualiza su ecuación matemática planteada en 1974 considerando distintos valores y mostrando una correlación RQD y J_v promedio más apropiada que la ecuación 1. Se menciona que la ecuación 1 es más representativa para bloques largos o planos mientras que la ecuación 3 se asigna para bloques de forma cúbica.

$$\begin{aligned} \text{RQD} &= 110 - 2.5 J_v && \text{para } J_v > 4.5 && \text{Ecuación 3.} \\ \text{RQD} &= 100 && \text{para } J_v \leq 4.5 \end{aligned}$$

2.4.1.3 Orientación

La orientación de una discontinuidad queda definida por su buzamiento y por la dirección del mismo. El rumbo mide la dirección de la línea perpendicular a la máxima pendiente del plano de discontinuidad, en el sentido de las agujas del reloj, desde el norte y comprende valores entre 0° a 360°. El buzamiento se obtiene al medir la inclinación de la pendiente con respecto al plano horizontal y varía entre 0° a 90°.

La orientación de las discontinuidades, unas con respecto a otras, determina la forma de los bloques de roca existentes en los afloramientos; así mismo, de su orientación con relación a los taludes depende el tipo de bloque que puede desprenderse en estos últimos (Ramírez, P., Alejano, L., 2008).

2.4.1.4 Espaciado

Está definido como la distancia entre dos planos de discontinuidad pertenecientes a una misma familia, medida de forma perpendicular a dichos planos (González de Vallejo, L., et al., 2002).

El espaciado es uno de los factores más influyentes en el tamaño de los bloques, definiendo el comportamiento mecánico del macizo rocoso.

2.4.1.5 Continuidad

Se refiere a la extensión superficial o al tamaño de las discontinuidades, cuya longitud es medida según la dirección y buzamiento del plano. Generalmente, cuando las familias de discontinuidad son muy extensas, condicionan los planos de rotura del macizo. En el caso de fallas y diques, estos representan los planos de mayor debilidad (González de Vallejo, L., et al., 2002).

2.4.1.6 Abertura

Es la distancia perpendicular que separa las paredes de una discontinuidad cuando el espacio intermedio tiene agua o aire, distinguiéndose la apertura del espesor de relleno (Ramírez, P., Alejano, L., 2008). Su relación con la resistencia al corte de la discontinuidad es evidente, aún cuando la separación entre las paredes es muy cerrada debido a que se modifican las tensiones efectivas que actúan sobre éstas (González de Vallejo, L., et al., 2002).

2.4.1.7 Rugosidad

Provee una evaluación de la resistencia al corte de los planos la cual incrementa si la rugosidad está caracterizada por los factores: ondulación y aspereza; y disminuye con el aumento de la abertura o relleno.

Las ondulaciones de las superficies son rugosidades a gran escala (decimétrica y métrica) y se manifiestan como superficies escalonadas, onduladas o planas. (Figura 2.9). En cambio, las asperezas son rugosidades a pequeña escala (milimétrica y centimétrica) y se exponen como superficies lisas, rugosas, pulidas o espejo de falla (González de Vallejo, L., et al., 2002; Ramírez, P., Alejano, L., 2008).

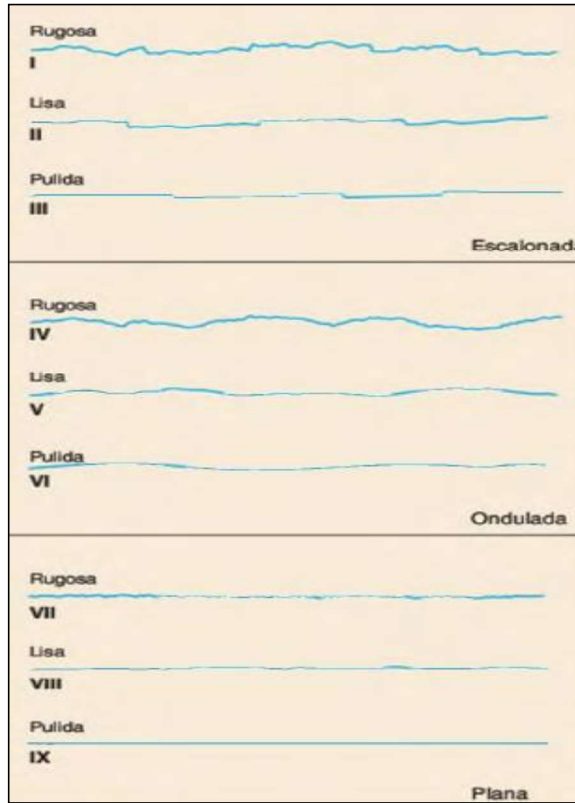


Figura 2.9 Perfiles de rugosidad. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).

2.4.1.8 Relleno

Es el material que ocupa el espacio existente entre las paredes de discontinuidades, puede ser de un material de la misma roca o de diferente composición. La influencia del relleno en la abertura controla el comportamiento de la discontinuidad, por lo tanto, el reconocimiento de su presencia, en caso de existir, puede incidir en las propiedades resistentes de las rocas (González de Vallejo, L., et al., 2002).

2.4.1.9 Alteración

Se refiere a la modificación experimentada en la composición o estructura de las rocas por la acción de agentes atmosféricos o por circulación de soluciones hidrotermales que alteran los minerales. Los procesos de alteración afectan en mayor grado a los planos de discontinuidad que a la matriz rocosa por lo cual la resistencia de la pared de una discontinuidad no es la misma que la de su matriz (González de Vallejo, L., et al., 2002).

2.4.1.10 Agua freática

Definida como la presencia de agua en el interior de un macizo rocoso que circula ya sea gracias a la permeabilidad secundaria mediante la existencia de discontinuidades, o por la permeabilidad primaria a través de la matriz rocosa. Este proceso genera presiones en

el interior de los macizos rocosos, altera las propiedades y, dado el caso, desencadena en una rotura a favor de un plano de discontinuidad (González de Vallejo, L., et al., 2002).

En la figura 2.10 se muestra un esquema explicativo de los distintos parámetros geomecánicos.



Figura 2.10 Representación gráfica de parámetros geomecánicos del RMR. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).

2.4.2 Índice Q-system

Desarrollado por Barton, Lien y Lunde en 1974 y actualizado por Grimstad y Barton en 1993; este sistema de clasificación geomecánica estima los parámetros geotécnicos del macizo rocoso por medio de una evaluación numérica de la calidad del mismo y permite diseñar sostenimientos para taludes (González de Vallejo, L., et al., 2002).

El índice de calidad Q-system se evalúa bajo la apreciación de los siguientes 6 parámetros, cada uno con sus respectivos criterios de valoración como se muestra en la tabla 2.7.

RQD: Índice de calidad de roca

Jn: índice de diaclasado que indica el número de familias de juntas

Jr: índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas

Ja: índice de alteración de las discontinuidades

Jw: factor reductor por presencia de agua

SRF (stress reduction factor): factor dependiente de las tensiones existentes en el macizo rocoso. Se toman en cuenta las tensiones cercanas a la superficie.

Tabla 2.7 Parámetros de clasificación Q-system (Grimstad, E., Barton, N., 1993).

ÍNDICE Q-SYSTEM		
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 - 25
	Mala	25 - 50
	Media	50 - 75
	Buena	75 - 90
	Excelente	90 - 100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1
	1 familia de discontinuidad	2
	1 familia y algunas aleatorias	3
	2 familias de discontinuidades	4
	2 familias y algunas aleatorias	6
	3 familias de diaclasas	9
	3 familias y algunas aleatorias	12
	4 o más familias de discontinuidades	15
	Roca triturada	20
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4
	Rugosas o irregulares, onduladas	3
	Lisas, onduladas	2
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5
	Rugosas o irregulares, planas	1.5
	Lisas, planas	1.0
	Perfectamente lisas, planas	0.5
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada	0.75
	Planos de discontinuidad inalterados	1
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4
5. Factor reductor por presencia de agua (Jw)	Excavaciones secas o afluencia menor	1.0
	Afluencia o presión media	0.66
	Gran afluencia o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno	0.5
	Gran afluencia o alta presión, desborde considerable del relleno de discontinuidades	0.3
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta en voladura	0.2 - 0.1
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta sin disminución notable	0.1 - 0.05
6. SRF	Múltiples zonas de debilidad con arcilla o roca desintegrada químicamente	10
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (<50m)	5
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (>50m)	2.5
	Múltiples zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla)	7.5
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y <50m)	5
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y >50m)	2.5
	Discontinuidades abiertas	5

Con los parámetros mencionados se plantea la siguiente expresión:

$$Q_{system} = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Ecuación 4.

El primer cociente RQD/Jn es una medida relativa del tamaño del bloque.

El segundo cociente Jr/Ja estima la resistencia al corte entre bloques.

El tercer cociente Jw/SRF indica la influencia del estado tensional.

El resultado del índice Q-system clasifica y define la calidad del macizo rocoso cuyos valores varían entre 0.001 a 1.000 indicados en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 Valoración índice Q-system y calidad de los macizos rocosos. (Barton, N., et al., 1974).

Calidad	índice Q-system
Roca excepcionalmente mala	0.001 y 0.01
Roca extremadamente mala	0.011 y 0.1
Roca muy mala	0.11 y 1
Roca mala	1.1 y 4
Roca media	4.1 y 10
Roca buena	10.1 y 40
Roca muy buena	40.1 y 100
Roca extremadamente buena	100.1 y 400
Roca excepcionalmente buena	400.1 y 1000

2.4.3 Índice Q-slope

Es un método empírico proveniente de la modificación del índice Q-system con el propósito de evaluar rápidamente la estabilidad de los taludes de rocas excavadas y realizar ajustes óptimos a los ángulos de inclinación, a medida que se hacen evidentes las condiciones del macizo rocoso durante construcciones ingenieriles o explotación (Barton, N., Bar, N., 2015).

El índice Q-slope utiliza parámetros similares al Q-system: RQD, Jn, Jr, Ja, Jw y SRF; no obstante, los términos Jw y SRF son ajustados a otras características mencionadas en la tabla 2.9. Jw se denomina Jwice, SRF se convierte en SRFa y se añade un nuevo parámetro Fo.

Jwice: proporcionado por condiciones ambientales y geológicas de la zona

Fo: factor de orientación de la discontinuidad

SRFa: describe los factores de reducción de esfuerzos para la condición física de la superficie del talud a causa de la susceptibilidad a la meteorización y erosión (Bar, N., Barton, N., 2017).

Tabla 2.9 Parámetros de clasificación Q-slope (Barton, N., Bar, N., 2015).

ÍNDICE Q-SLOPE					
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS				PUNTAJE
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala				0 - 25
	Mala				25 - 50
	Media				50 - 75
	Buena				75 - 90
	Excelente				90 - 100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva				0.5 - 1
	1 familia de discontinuidad				2
	1 familia y algunas aleatorias				3
	2 familias de discontinuidades				4
	2 familias y algunas aleatorias				6
	3 familias de diaclasas				9
	3 familias y algunas aleatorias				12
	4 o más familias de discontinuidades				15
	Roca triturada				20
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas				4
	Rugosas o irregulares, onduladas				3
	Lisas, onduladas				2
	Perfectamente lisas, onduladas				1.5
	Rugosas o irregulares, planas				1.5
	Lisas, planas				1.0
	Perfectamente lisas, planas				0.5
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada				0.75
	Planos de discontinuidad inalterados				1
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles				2
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas				3
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción				4
	Partículas arenosas, libre de arcilla				4
	Fuertemente sobreconsolidados, minerales arcillosos no blandos				6
	Sobreconsolidación media a baja, minerales arcillosos blandos				8
Rellenos de arcillas expansivas				8 - 12	
5. Factor de orientación (Fo)	Muy favorable				2
	Algo favorable				1
	No favorable				0.75
	No muy favorable				0.50
	Causando un fallo si no hay soporte				0.25
6. Ambiente y condiciones geológicas (Jwice)		Desierto	Húmedo	Tropical	Hielo
	Estructura estable, roca competente	1	0.7	0.5	0.9
	Estructura estable, roca incompetente	0.7	0.6	0.3	0.5
	Estructura inestable, roca competente	0.8	0.5	0.1	0.3
	Estructura inestable, roca incompetente	0.5	0.3	0.05	0.2
7. SRFa	Ligero aflojamiento por la localización de la superficie				2.5
	Bloques sueltos, señales de grietas de tensión y discontinuidades de cizalla				5
	Similar a la anterior pero fuerte susceptibilidad a efectos de alteración				10
	Talud en un estado avanzado de erosión y pérdida por erosión del agua				15
	Talud residual con material transportado de deslizamientos				20

La ecuación para este método es:

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times (F_o) \times \frac{J_{wice}}{SRFa}$$

Ecuación 5.

La puntuación del índice Q-slope y la calificación del macizo se asientan en la tabla 2.8 referente a Q-system, descrita previamente.

2.4.4 Clasificación GSI (Geological Strength Index)

Propuesto por Hoek (1994) y Hoek et al. (1995), GSI es un índice geológico de resistencia que emplea parámetros geológicos y evalúa la calidad del macizo según la estructura geológica, tamaños de bloques, grado de fracturación y alteración de las discontinuidades (González de Vallejo, L., et al., 2002).

El GSI trabaja conjuntamente con las clasificaciones geomecánicas RMR, Q-system y Q-slope y no de manera independiente, debido a que no cuenta con la capacidad de diseñar soportes o de estimar sostenimientos de macizos rocosos (Marinos, P. G., et al., 2007). Las anteriores clasificaciones no consideran ciertas características geomorfológicas que utiliza el presente método, cuya evaluación se basa exclusivamente en la información geológica combinada con las características estructurales y condiciones de la superficie (González de Vallejo, L., Ferrer, M., 2011), como se observa en la figura 2.11.

La estimación de los parámetros de resistencia y de deformabilidad de los macizos rocosos en función de su estructura y de las condiciones de las discontinuidades, otorgan el valor del GSI. Entre las estructuras dadas según Marinos et al. (2007); Ramírez y Alejano (2008), se tienen las siguientes:

- Roca intacta o masiva: Presenta consistencia elástica e isótropa como roca intacta y comportamiento anisótropo considerando la inclinación de la discontinuidad como roca masiva con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.
- Roca fracturada: Formada por 3 familias de discontinuidades ortogonales, el macizo rocoso está bien encajado e inalterado.
- Roca muy fracturada: Formada por 4 o más familias de discontinuidades, el macizo rocoso se encuentra parcialmente alterado.
- Roca fracturada, alterado, plegado: Compuesta por varias discontinuidades formando bloques angulares de macizos rocosos.

- Roca desintegrada: Producida por una fracturación intensa dando lugar a una mezcla de materiales finos y bloques angulares y redondeados.
- Roca laminada: Formada por un evento de cizallamiento donde se presentan varios planos de discontinuidad con espacios muy estrechos.

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

Figura 2.11 Parámetros de clasificación GSI. Tomado de Marinos, P. G., et al. (2007).

La aplicación del GSI en afloramientos con comportamientos anisotrópicos, es decir, dependientes de la dirección de aplicación de las cargas, y en macizos bastante fracturados no es muy apropiada porque los criterios de rotura son controlados o bien por la dirección estructural dominante o por la baja resistencia del macizo (Ramírez, P., Alejano, L., 2008).

2.5 Taludes

Genéricamente, se define a un talud como una superficie de suelo inclinada o situada a cierto ángulo respecto a la horizontal y que presenta variaciones significativas de altura.

Cuando la génesis de formación de un talud es por procesos naturales se le denomina ladera y cuando se forma artificialmente (intervención humana) se conoce como talud artificial o cortes. (Figura 2.12).

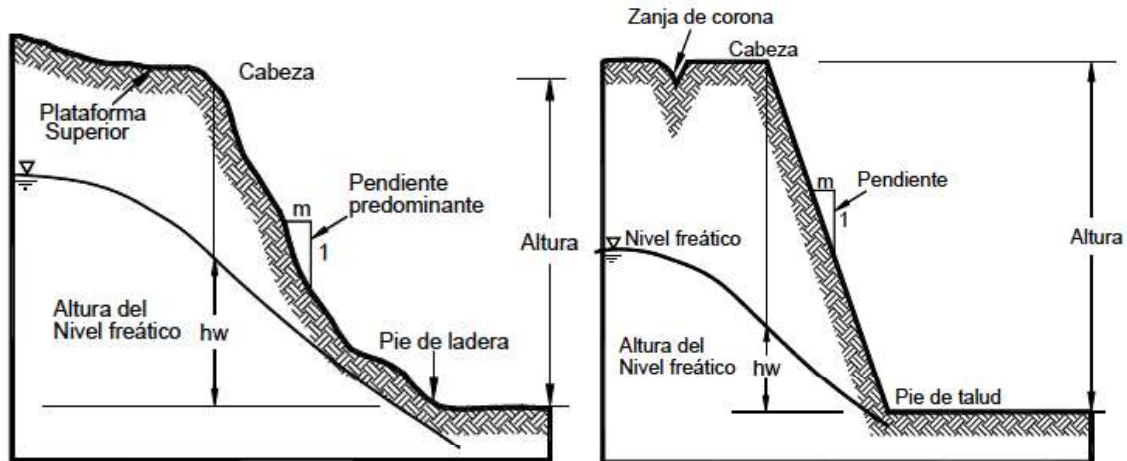


Figura 2.12 Ilustraciones de una ladera (izquierda) y de un talud (derecha), junto con su respectiva nomenclatura. Tomado de Suárez, J. (2009).

En vista de que los agentes naturales y de tipo antrópico como cambios en la topografía, meteorización, presión hidrostática, sismos, aumento de carga, reducción de la resistencia del suelo, entre otras, siempre estarán presentes en el medio, un talud o ladera no se considera estable indefinidamente; por lo que tenderá, constantemente, a buscar su posición más estable.

En las actividades constructivas o extractivas, el diseño de los taludes es uno de los temas más trascendentales, debido a que el buen funcionamiento de la obra, su situación económica y la seguridad de las personas trabajadoras dependen de la correcta proyección estable que se le otorgue al talud tanto a largo, medio y corto plazo. Obteniéndose así, la realización de un análisis de estabilidad que permita definir medidas estabilizadoras aplicables en caso de roturas (González de Vallejo, L., et al., 2002).

2.5.1 Clasificación de movimientos

En la literatura científica y técnica existen varias clasificaciones de movimientos de talud o ladera basadas en el tipo de materiales, mecanismos de movimientos, grado de deformación del material y grado de saturación. Sin embargo, los sistemas de clasificación propuestos por Varnes (1958, 1978) y Hutchinson (1988) con los más aceptados por la comunidad internacional. (PMA, 2007).

Varnes (1958, 1978) propone dos aspectos primordiales para la clasificación: el tipo de movimiento y el tipo de material, presentando cinco clases de movimientos en masa:

caídas, volcamientos, deslizamientos, propagación y flujos. Además, divide los materiales en dos grupos: suelos y rocas. (PMA, 2007).

2.5.2 Tipos de rotura

La posibilidad de rotura en un talud, típicamente está controlada por factores geométricos (altura e inclinación) y factores geológicos (presencia de planos y zonas de debilidad); a su vez, también depende de la resistencia al corte que presenta la superficie de rotura.

En suelos, las propiedades de resistencia y el comportamiento mecánico del talud están dadas por factores condicionantes como la litología, estratigrafía e hidrogeología; en los macizos rocosos se encuentran determinadas por la orientación y distribución de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturación. En cambio, para los materiales blandos y poco competentes se les califica por la matriz rocosa y el grado de alteración.

TALUDES EN SUELO: Se rompen a favor de superficies curvas, mismas que dependen de la morfología y estratigrafía del talud para definir su geometría (González de Vallejo, L., et al., 2002). Entre ellas, se encuentran 4 tipos de superficies de rotura. (Figura 2.13).

- Rotura planar (a) y Rotura según una poligonal (d) (Figura 2.13), son producidas cuando los estratos tienen distinta litología o poseen diferente competencia.
- Rotura circular de pie (b) y Rotura circular profunda (c) (Figura 2.13), son ocasionadas cuando coexisten estratos con iguales propiedades geotécnicas o formados por un material homogéneo; su diferencia radica en el alcance de la superficie de rotura ya sea hasta el pie del talud o por debajo del mismo, respectivamente.

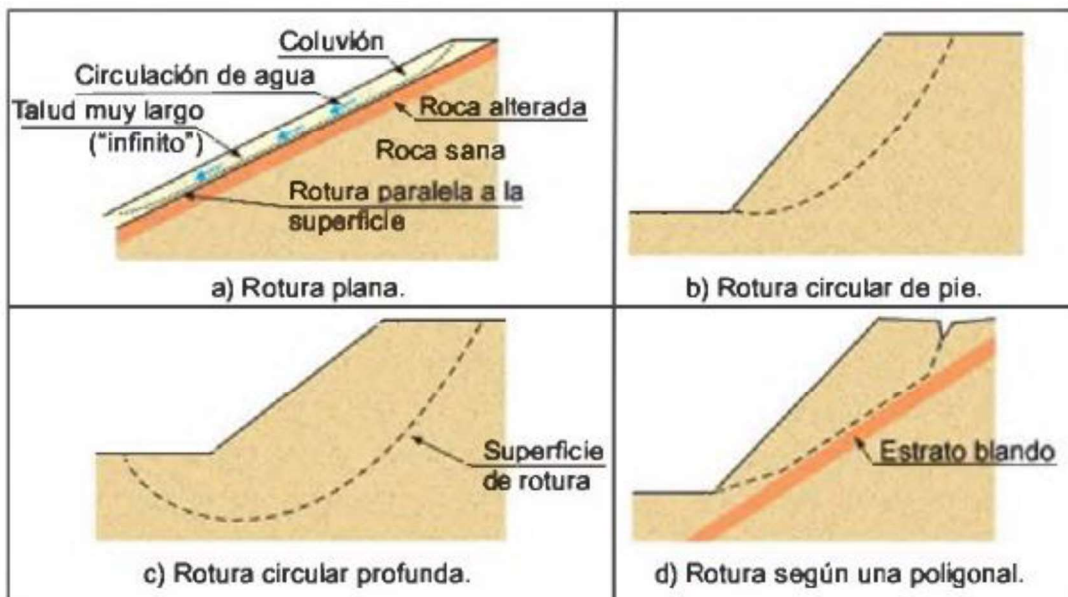


Figura 2.13 Distintos modelos de superficies de rotura en suelos. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).

TALUDES EN ROCA: Influenciados por la estructura geológica. Los modelos de rotura más conocidos y usuales son rotura plana, en cuña, por vuelco, por curva y pandeo. A continuación, se detallarán los distintos tipos de rotura según González de Vallejo et al. (2002).

- Rotura plana: Originada cuando las discontinuidades buzanan en la misma dirección del talud (a) (Figura 2.14); debiendo cumplir con la condición de que el buzamiento de la discontinuidad sea menor con respecto al buzamiento del talud ($\psi > \alpha$) y que el ángulo de rozamiento interno de la discontinuidad sea menor que el de su buzamiento ($\varphi < \alpha$).
- Rotura en cuña: Compuesta por dos planos de discontinuidad que afloran en la superficie del talud y forman una línea de intersección. (b) (Figura 2.14); se cumple la misma condición que la rotura plana siendo α , en este caso, el buzamiento de la inclinación de la línea de intersección. Es decir, el buzamiento del talud debe ser mayor que el de la inclinación de la línea de intersección ($\psi > \alpha$) y esta a su vez, debe ser mayor que su ángulo de rozamiento interno ($\alpha > \varphi$).
- Rotura por vuelco: Ocurre cuando estratos fracturados en bloque presentan la misma dirección de la inclinación del talud, pero buzamiento contrario. (c) (Figura 2.14).
- Rotura curva: Formada por macizos rocosos blandos, fracturados o muy alterados, poco competentes (d) (Figura 2.14). Tienden a comportarse como un suelo.
- Rotura por pandeo: Se cumple siempre y cuando los estratos sean esbeltos en comparación a la altura del talud (e) (Figura 2.14); y presenten planos de estratificación paralelos al mismo ($\psi = \alpha$), manteniendo un ángulo de rozamiento interno menor que el de buzamiento. ($\varphi < \alpha$).

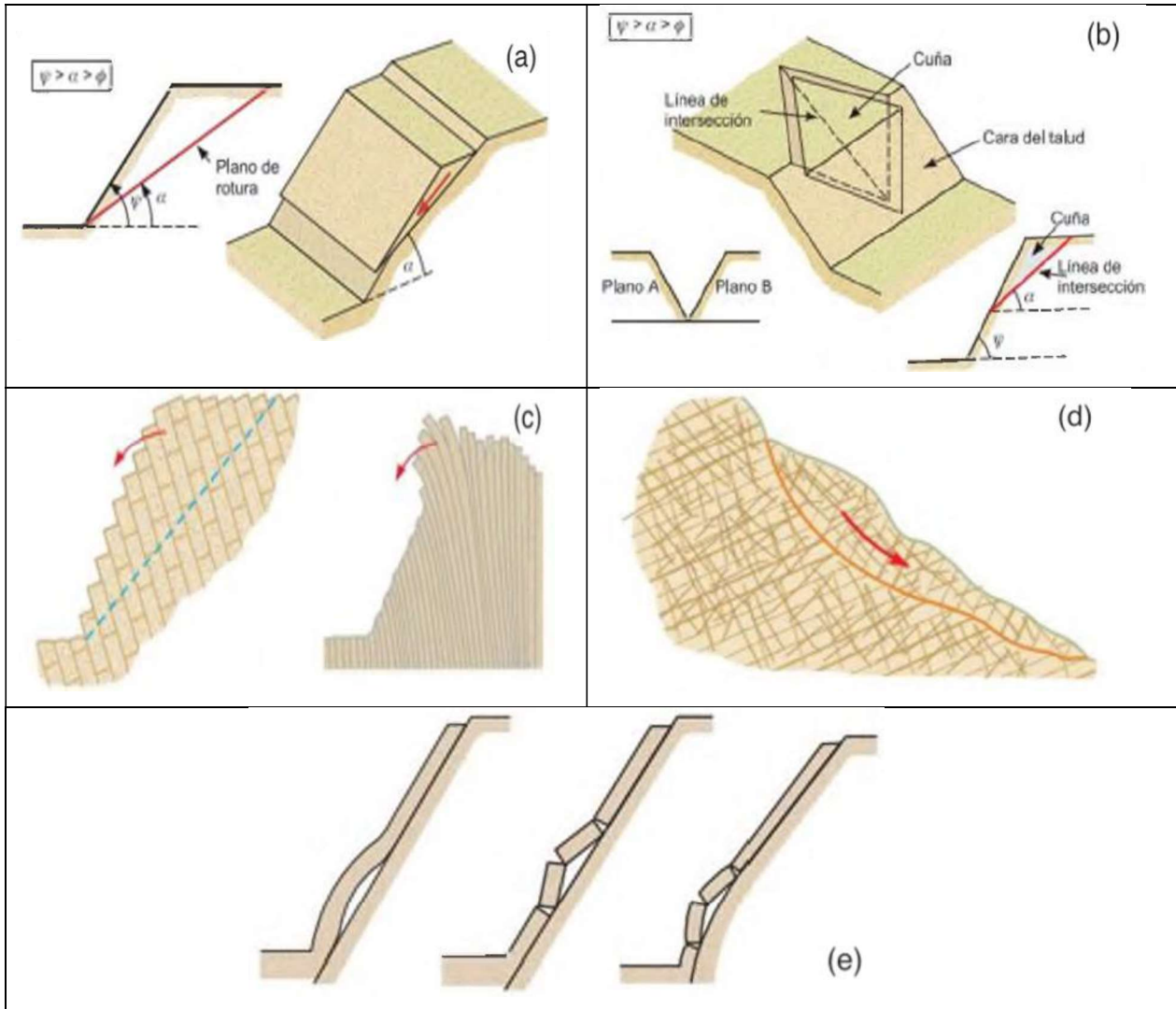


Figura 2.14 Esquemas de las distintas superficies de rotura en rocas. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).

2.5.3 Factor de Seguridad

También conocido como coeficiente de seguridad, se define como la relación existente entre las fuerzas de resistencia al corte y las fuerzas de empuje o desestabilizantes en un talud o ladera (PMA, 2007).

Das (2013), define al factor seguridad como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Donde:

FS_s : factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f : resistencia al corte promedio del suelo

τ_d : esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

Si el factor de seguridad es igual o menor a 1, se dice entonces, que el talud está próximo a tener una falla inminente. Generalmente, para el diseño de un talud estable se recomienda que el factor de seguridad sea igual o mayor a 1.5.

3 CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 Método de estudio

El planteamiento de un diagrama de flujo (figura 3.1) tiene como propósito la verificación de los objetivos planteados en el presente estudio.

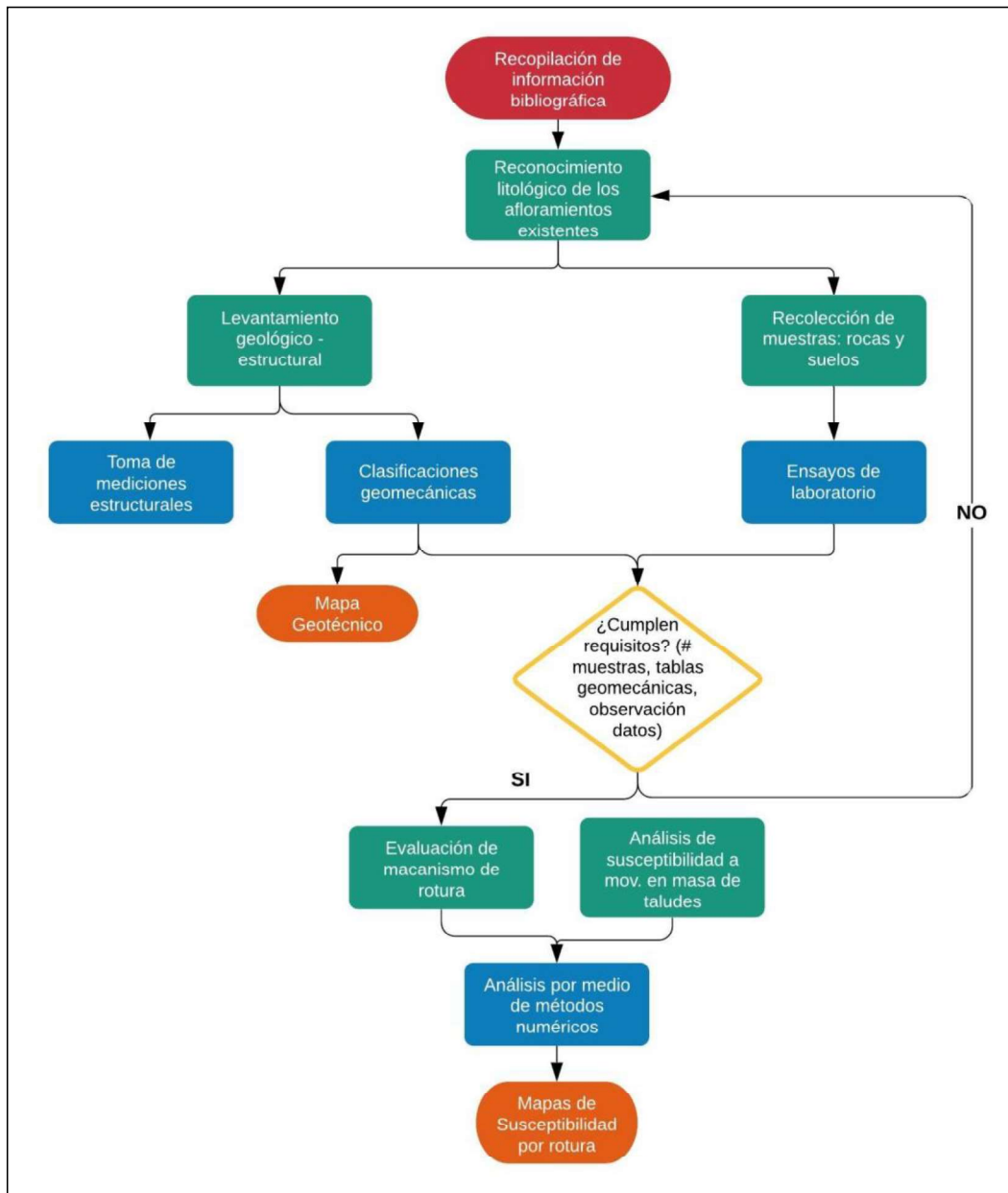


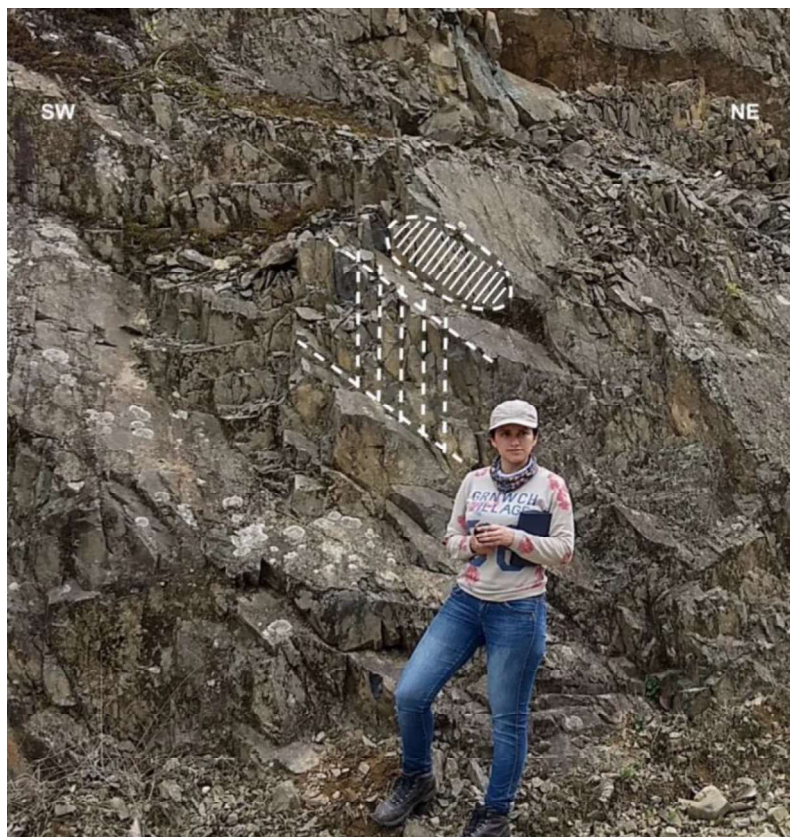
Figura 3.1 Diagrama de flujo de la metodología aplicada en este estudio técnico.

Para el presente estudio técnico se siguieron una serie de pasos para evaluar la estabilidad de taludes, basándose en la organización de estudio descrita por Suárez, J (1998) que incluye lo siguiente:

- Reconocimiento e identificación del sitio.
- Investigación de la información existente.
- Estudio de las características superficiales del sitio: caracterización topográfica y geotécnica.
- Investigación de campo con toma de muestras.
- Investigación de laboratorio.
- Análisis de la información obtenida y modelación matemática (software).

3.2 Método de Clasificación RMR

Para la aplicación de este método de clasificación se lleva a cabo el levantamiento de información geológico de cada afloramiento de macizo rocoso, se divide al afloramiento en tramos en base a la presencia de características geológicas aproximadamente uniformes, se escoge el tramo estructural representativo y se procede a realizar las respectivas medidas de las propiedades de la matriz rocosa junto con las discontinuidades (fotografía 3.1); cumpliendo con la toma de datos de 5 parámetros geomecánicos del RMR (tabla 3.1), previamente detallados en el Capítulo II.



Fotografía 3.1 Afloramiento de macizo rocoso con sus distintas familias de discontinuidades. UTM, WGS84 (X:749641, Y: 10032672).

En la fotografía 3.1 se visualizan las distintas familias de discontinuidades que presenta uno de los afloramientos de macizo rocoso estudiado. Cabe mencionar que, a cada una de las discontinuidades se les realizaron sus mediciones estructurales (dirección de buzamiento y buzamiento) que serán planteadas en los resultados para su interpretación y posterior asignación del tipo de rotura que presente cada afloramiento.

La existencia de discontinuidades o juntas aleatorias puede estar presente y debe ser considerada. Sin embargo, para la calificación se seleccionan aquellas que se encuentren en peores condiciones geomecánicas como las familias con mayor abertura, alteración, espaciado, entre otras; o se apunta a la calificación más baja. Por lo tanto, se estaría estimando el comportamiento más deficiente del macizo rocoso ante la sostenibilidad y estabilidad del talud; esto debido a que las clasificaciones geomecánicas tienden a sobrevalorar las propiedades mecánicas y resistentes de los macizos sin tener en cuenta su deformabilidad (González de Vallejo, L., et al., 2002).

A continuación, se califica al afloramiento expuesto con la tabla RMR (básico) según se observen los parámetros geomecánicos con sus respectivas características.

Tabla 3.1 Calificación RMR (básico) del afloramiento de macizo rocoso correspondiente.

FICHA SITIO		Nº Afloramiento macizo rocoso	MG2
RMR			
PARÁMETROS GEOMECÁNICOS		CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE
1. Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo Compresión Simple (Mpa)	>250	15
		250-100	12
		100-50	7
		50-25	4
		25-5	2
		5-1	1
	Ensayo de Carga Puntual (Mpa)	<1	0
		>10	15
		10-4	12
		4-2	7
2. RQD	2-1	4	
	90-100 %	20	
	75-90 %	17	
	50-75 %	13	
	25-50 %	6	
	<25 %	3	
3. Separación entre diaclasas	>2 m	20	
	0.6-2 m	15	
	0.2-0.6 m	10	
	0.06-0.2 m	8	
	<0.06 m	5	
4. Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	6
		1-3 m	4
		3-10 m	2
		10-20 m	1

	Abertura	>20 m	0
		Nada	6
		<0.1 mm	5
		0.1-1.0 mm	3
		1-5 mm	1
	>5mm	0	
	Rugosidad	Muy rugosa	6
		Rugosa	5
		Ligeramente rugosa	3
		Ondulada	1
		Suave	0
	Relleno	Ninguno	6
		Relleno duro <5 mm	4
		Relleno duro >5 mm	2
		Relleno blando <5 mm	2
		Relleno blando >5 mm	0
	Alteración	Inalterada	6
		Ligeramente alterada	5
		Moderadamente alterada	3
		Muy alterada	1
Descompuesta		0	
5. Agua Freática	Seco	15	
	Ligeramente húmedo	10	
	Húmedo	7	
	Goteando	4	
	Agua fluyendo	0	
TOTAL RMR (básico)			79

La puntuación otorgada a la resistencia de la matriz rocosa será corroborada por los resultados de los ensayos realizados de Carga Puntual y Resistencia a la Compresión Simple. Una vez que se han evaluado y sumado todos los valores de los 5 parámetros del RMR, se clasifica al macizo rocoso en cinco categorías como se observa en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Asignación de calidad y puntuación RMR.

Clase	Calidad	Puntuación RMR
I	Muy buena	100-81
II	Buena	80-61
III	Media	60-41
IV	Mala	40-21
V	Muy mala	<20

Para el presente estudio, los valores de las constantes elásticas, se obtendrán a partir de la ejecución del software RockData de Rocscience, mismo que considera algunas variables para su correcta operatividad.

3.2.1 Determinación del RQD

Para el análisis del índice RQD se consideraron las ecuaciones 1 y 3 de Palmstron, por la disposición en la que se encuentran los bloques en cada afloramiento (bloques cúbicos y bloques largos o planos) y la facilidad de su observación.

Bloques largos o planos

$$\text{RQD} = 115 - 3.3J_v \quad \text{para } J_v > 4.5 \quad \text{Ecuación 1.}$$

$$\text{RQD} = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4.5$$

Bloques cúbicos

$$\text{RQD} = 110 - 2.5 J_v \quad \text{para } J_v > 4.5 \quad \text{Ecuación 3.}$$

$$\text{RQD} = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4.5$$

Para determinar el RQD, se selecciona la ecuación a utilizar dependiendo si los bloques son largos o cúbicos y si el número de juntas cumple con la condición de ser $J_v > 4.5$; caso contrario se tendría un $\text{RQD} = 100$. Seleccionado el tramo de un metro cúbico, se numeran las diferentes juntas y se resuelve la fórmula con los datos obtenidos. En el afloramiento de la fotografía 3.1 se aplicó la ecuación $\text{RQD} = 110 - 2.5 J_v$ y el índice volumétrico de juntas fue $J_v = 13$, dando un $\text{RQD} = 77.5 \%$ por lo que se le asigna una puntuación de 13. Este procedimiento se ejecutó en todos los afloramientos donde se realizó la clasificación RMR.

3.2.2 Orientación de las discontinuidades

Para cumplir con este parámetro se utilizó una brújula con clinómetro. Se obtuvo un número suficiente de mediciones estructurales en los afloramientos de macizo rocoso con la finalidad de definir adecuadamente cada familia. Los datos de todas las direcciones de rumbo y buzamiento fueron recolectados para introducirlos en el programa Dips de Rocscience y poder plotearlos sobre una plantilla de Schmidt. En ella se representan las orientaciones de las distintas familias de discontinuidades mediante polos o planos, de modo que ayude a correlacionarlas con la geología regional. Estos procesos serán detallados en el capítulo de resultados.

3.3 Método de Clasificación Q-system

Bajo el mismo procedimiento de evaluación aplicado en el método de clasificación RMR y considerando los parámetros geomecánicos adicionales J_w y SRF, se evaluaron los 6 indicadores que se disponen en la tabla 3.3 en el afloramiento utilizado como ejemplo para la evaluación geomecánica anterior.

Es importante mencionar que para esta clasificación Q-system se deben tener en cuenta las familias de discontinuidades principales al igual que las discontinuidades aleatorias, seleccionando aquellas con peores condiciones geomecánicas para posteriormente, ser enumeradas como se observa en la fotografía 3.1 y obtener su respectiva puntuación.

Tabla 3.3 Calificación Q-system del afloramiento de macizo rocoso considerado.

FICHA SITIO	Nº Afloramiento macizo rocoso	MG2
ÍNDICE Q-system		
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 – 25
	Mala	25 – 50
	Media	50 – 75
	Buena	75 – 90
	Excelente	90 – 100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1
	1 familia de discontinuidad	2
	1 familia y algunas aleatorias	3
	2 familias de discontinuidades	4
	2 familias y algunas aleatorias	6
	3 familias de diaclasas	9
	3 familias y algunas aleatorias	12
	4 o más familias de discontinuidades	15
	Roca triturada	20
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4
	Rugosas o irregulares, onduladas	3
	Lisas, onduladas	2
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5
	Rugosas o irregulares, planas	1.5
	Lisas, planas	1.0
	Perfectamente lisas, planas	0.5
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada	0.75
	Planos de discontinuidad inalterados	1
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4
5. Factor reductor por presencia de agua (Jw)	Excavaciones secas o afluencia menor	1.0
	Afluencia o presión media	0.66
	Gran afluencia o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno	0.5
	Gran afluencia o alta presión, desborde considerable del relleno de discontinuidades	0.3
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta en voladura	0.2 - 0.1
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta sin disminución notable	0.1 - 0.05
6. SRF	Múltiples zonas de debilidad con arcilla o roca desintegrada químicamente	10
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (<50m)	5

	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (>50m)	2.5
	Múltiples zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla)	7.5
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y <50m)	5
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y >50m)	2.5
	Discontinuidades abiertas	5
TOTAL Q-system		6.89

Con las puntuaciones obtenidas de todos los parámetros analizados, se reemplazan en la ecuación 4 del índice Q-system:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{77.5}{12} \times \frac{4}{0.75} \times \frac{1}{5}$$

$$Q = 6.89$$

Dando así, el valor con el que se califica la calidad del macizo, la tabla 3.4:

Tabla 3.4 Asignación de calidad y puntuación Q-system.

Calidad	índice Q-system
Roca excepcionalmente mala	0.001 y 0.01
Roca extremadamente mala	0.011 y 0.1
Roca muy mala	0.11 y 1
Roca mala	1.1 y 4
Roca media	4.1 y 10
Roca buena	10.1 y 40
Roca muy buena	40.1 y 100
Roca extremadamente buena	100.1 y 400
Roca excepcionalmente buena	400.1 y 1000

Las correlaciones entre el índice Q-system y RMR son diversas y propuestas por algunos investigadores, según Ramírez y Alejano (2008), éstas son:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1976-1989})$$

$$RMR = 13.5 \ln Q + 43 \quad (\text{Rutledge y Preston, 1978})$$

$$RMR = 12.5 \ln Q + 55.2 \quad (\text{Moreno, 1981})$$

$$RMR = 10.53 \ln Q + 41.83 \quad (\text{Abad et al, 1983})$$

$$RMR = 15 \log Q + 50 \quad (\text{Barton, 1995})$$

El método Q-system, a diferencia de la clasificación RMR, posee criterios de valoración enfocados a observaciones visuales más que a la toma de medidas o cálculos. Además, considera el estado tensional del macizo por medio del parámetro SRF cuya evaluación

es relativamente subjetiva debido a que no toma en cuenta la historia tectónica ni otros factores de tipo geomorfológico (Ramírez, P., Alejano, L., 2008).

3.4 Método de Clasificación Q-slope

El proceso de estimación del índice Q-slope es idéntico al método de clasificación Q-system, de tal modo que la consideración de los parámetros J_{wice} , F_o y S_{RFa} serían los únicos que marcarán la desigualdad de calidad de los macizos rocosos entre ambos métodos.

Una vez establecidos los elementos que van a controlar la resistencia del macizo y demás parámetros se aplican los correspondientes criterios empíricos.

En la tabla 3.5 se evaluaron los 7 parámetros geomecánicos y se exhibe la calificación del afloramiento de macizo rocoso considerado para las anteriores calificaciones.

Tabla 3.5 Calificación Q-slope del afloramiento de macizo rocoso correspondiente.

FICHA SITIO	Nº Afloramiento macizo rocoso	MG2
INDICE Q-SLOPE		
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 - 25
	Mala	25 - 50
	Media	50 - 75
	Buena	75 - 90
	Excelente	90 - 100
2. Índice de diaclasado (J_n)	Roca masiva	0.5 - 1
	1 familia de discontinuidad	2
	1 familia y algunas aleatorias	3
	2 familias de discontinuidades	4
	2 familias y algunas aleatorias	6
	3 familias de diaclasas	9
	3 familias y algunas aleatorias	12
	4 o más familias de discontinuidades	15
	Roca triturada	20
3. Índice de rugosidad (J_r)	Discontinuas	4
	Rugosas o irregulares, onduladas	3
	Lisas, onduladas	2
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5
	Rugosas o irregulares, planas	1.5
	Lisas, planas	1.0
	Perfectamente lisas, planas	0.5
4. Índice de alteración (J_a)	Discontinuidad cerrada	0.75
	Planos de discontinuidad inalterados	1
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4
	Partículas arenosas, libre de arcilla	4

	Fuertemente sobreconsolidados, minerales arcillosos no blandos					6
	Sobreconsolidación media a baja, minerales arcillosos blandos					8
	Rellenos de arcillas expansivas					8 – 12
5. Factor de orientación (Fo)	Muy favorable					2
	Algo favorable					1
	No favorable					0.75
	No muy favorable					0.50
	Causando un fallo si no hay soporte					0.25
6. Ambiente y condiciones geológicas (Jwice)		Desierto	Húmedo	Tropical	Hielo	
	Estructura estable, roca competente	1	0.7	0.5	0.9	
	Estructura estable, roca incompetente	0.7	0.6	0.3	0.5	
	Estructura inestable, roca competente	0.8	0.5	0.1	0.3	
	Estructura inestable, roca incompetente	0.5	0.3	0.05	0.2	
7. SRFa	Ligero aflojamiento por la localización de la superficie					2.5
	Bloques sueltos, señales de grietas de tensión y discontinuidades de cizalla					5
	Similar a la anterior pero fuerte susceptibilidad a efectos de alteración					10
	Talud en un estado avanzado de erosión y pérdida por erosión del agua					15
	Talud residual con material transportado de deslizamientos					20
TOTAL Q-slope						4.13

Se procede a resolver la ecuación 5 con los datos asignados a cada criterio de evaluación, teniendo así:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times (F_o) \times \frac{J_{wice}}{SRF \text{ slope}}$$

$$Q = \frac{77.5}{12} \times \left(\frac{4}{0.76} \right) \times (0.5) \times \frac{0.6}{2.5}$$

$$Q = 4.13$$

En la tabla 3.6, se observa la calidad de roca conforme al resultado del índice Q-slope que puede correlacionarse con la valoración del índice Q-system y RMR.

Tabla 3.6 Asignación de calidad y puntuación Q-slope.

Calidad	índice Q-slope
Roca excepcionalmente mala	0.001 y 0.01
Roca extremadamente mala	0.011 y 0.1
Roca muy mala	0.11 y 1
Roca mala	1.1 y 4
Roca media	4.1 y 10
Roca buena	10.1 y 40
Roca muy buena	40.1 y 100
Roca extremadamente buena	100.1 y 400
Roca excepcionalmente buena	400.1 y 1000

Barton y Bar (2015), propusieron una fórmula simple para determinar el ángulo de inclinación más pronunciado de un talud, dentro del cual no requerirá de refuerzos ni soportes. Para su aplicación se debe considerar taludes con alturas menores a 30 metros. Se establece que las pendientes que oscilan entre 35° y 85° presentan estabilidad. La ecuación para conseguir este ángulo de estabilidad es la siguiente:

$$\beta = 20 \log_{10} Q_{slope} + 65^\circ$$

Ecuación 6.

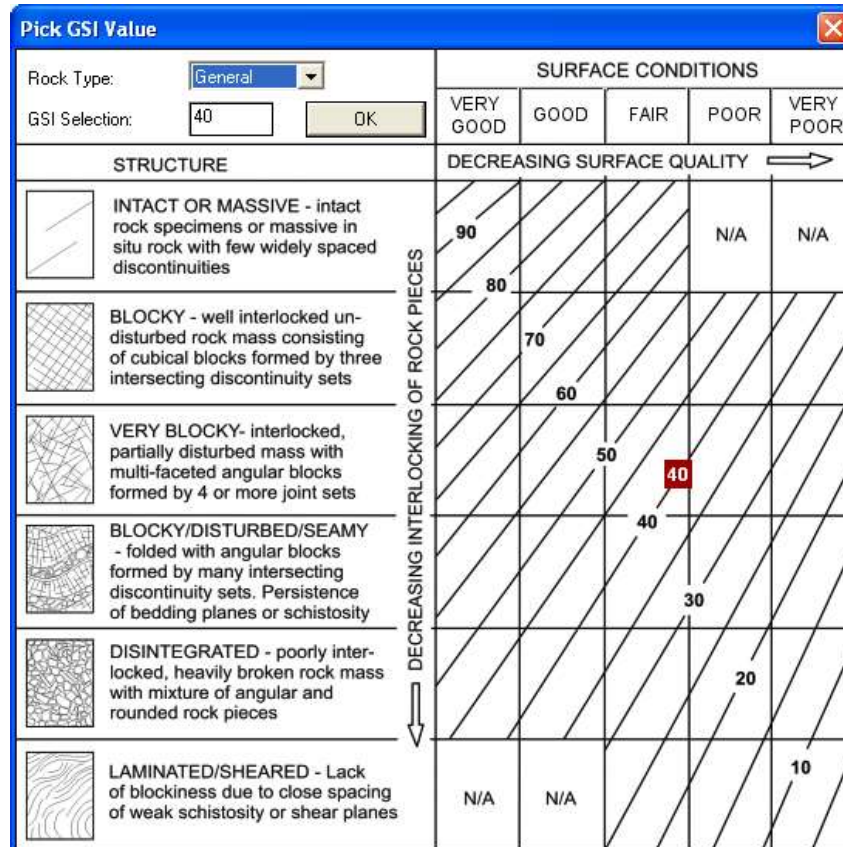
3.5 Método de Clasificación GSI

Para la aplicación del GSI se procede a realizar una observación meticulosa del afloramiento de macizo rocoso, considerando la estructura del mismo y las propiedades geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes en el afloramiento.

Se busca ser reservado y discreto al momento de evaluar al macizo, procurando aminorar la calidad de las superficies de discontinuidad y no sobrevalorar sus propiedades. Una vez analizados los factores y a partir de un esquema detallado en la tabla 3.7, se selecciona el tipo de estructura que cumple con tales descripciones.

A continuación, se califica al afloramiento empleado en las clasificaciones geomecánicas antepuestas, según se observen las condiciones de su superficie.

Tabla 3.7 Calificación GSI del afloramiento de macizo rocoso correspondiente.



Esta clasificación, como se mencionó en el capítulo II, no funciona bien cuando se trata de macizos rocosos tectónicamente afectados, por lo que, en los afloramientos de pizarra existentes en la zona de estudio, la evaluación GSI presenta valores muy bajos. Así, el sistema de cuantificación sólo es válido en el rango de $35 < \text{GSI} < 75$ (Marinos, P. G., et al., 2007).

3.6 Investigación de laboratorio

3.6.1 Ensayos de Clasificación de Suelos (SUCS)

El ensayo SUCS se realizó en 7 muestras de suelos recolectadas a lo largo del Río Magdalena, de manera que se abarcó la totalidad del área del trabajo correspondiente y bajo el concepto de seleccionar las zonas más cercanas y, posiblemente, las más vulnerables a la construcción del canal de conducción. Para el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y según las normas ASTM D2487 (2017), se llevó a cabo un análisis granulométrico que, junto con ensayos de los Límites de Atterberg, logró realizar un completo reconocimiento e identificación del suelo. Esta caracterización del suelo permite a su vez, correlacionar el tipo de suelo con los datos obtenidos en los ensayos Corte Directo y Triaxial UU para verificar su congruencia y veracidad. Dicha correlación será presentada en una tabla resumen en la sección de resultados.

Granulometría

La realización de este ensayo empieza tomando una muestra de suelo previamente pesada y arrojándola a la serie de tamices, empleando la técnica de tamizado en seco. Se agita mecánicamente la fila de tamices de manera súbita y en forma circular de tal modo que las partículas de suelo choquen entre sí, se desintegren y se retengan en el tamiz que les corresponde. (Fotografía 3.2). Así, las partículas de tamaño grueso se ubicarán en los tamices superiores y las partículas de tamaño fino en los inferiores. Cuidadosamente, se recoge lo que queda retenido en cada malla y se pesa. Con los datos adquiridos se determina el porcentaje de material que pasa por un tamiz de abertura dada y se grafica la curva granulométrica como se indica en la figura 3.2, misma que describe la gradación de la muestra de suelo; siendo una línea vertical si el suelo está formado por partículas del mismo tamaño o tendida si existen variaciones.



Fotografía 3.2 Tamices ordenados de mayor a menor abertura utilizados en el laboratorio (izquierda).

Tamizado de una muestra seleccionada para la realización del ensayo (derecha).

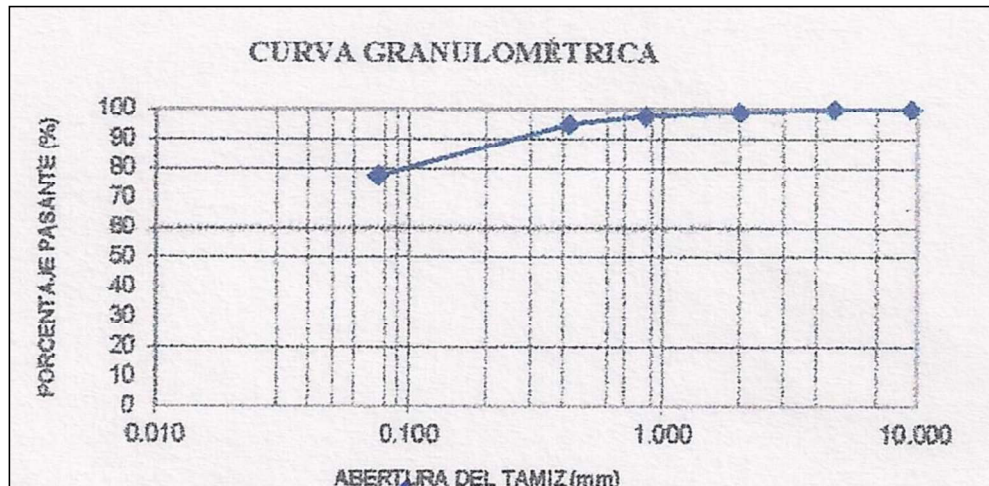


Figura 3.2 Curva granulométrica de una muestra ensayada.

Límites de Atterberg

Para establecer los límites líquido y plástico, solamente se debe utilizar el suelo que pasa por el tamiz N° 40, descartando la porción retenida en los demás tamices.

Límite Líquido

El límite líquido se efectuó tomando en una cápsula de porcelana, aproximadamente, unos 100gr de suelo al cual se le añadió pequeñas cantidades de agua con un gotero hasta formar una pasta homogénea y de consistencia suave (fotografía 3.3); con ayuda de una espátula se coloca la mezcla en la copa Casagrande de manera que en la zona más profunda de la copa quede 1cm de espesor. Por medio de un ranurador, se corta a la mezcla en dos porciones iguales, de arriba hacia abajo y se prosigue a accionar la copa por la manivela a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que las dos partes separadas, se junten. (Figura 3.3). Si el número de golpes queda comprendido entre 6 y 35, se toma una muestra de la mezcla próxima a la zona de cierre y se determina su contenido de humedad. Este procedimiento se repite con tres muestras del mismo suelo, una que esté comprendida entre 15-25 golpes, otra entre 20-30 golpes y la última entre 25-35 golpes; al final se plotean los distintos contenidos de humedad vs el número de golpes y se obtiene una línea recta denominada curva de fluidez. (Figura 3.4). El número de golpes se manifiesta como una medida de resistencia al corte del suelo a un cierto contenido de humedad y, por ende, la curva de fluidez es un indicador de menor resistencia al corte cuando su inclinación es más pronunciada.



Fotografía 3.3 Copa Casagrande utilizada para determinar el límite líquido (izquierda). Preparación de la mezcla pastosa de suelo para realizar el ensayo (derecha).

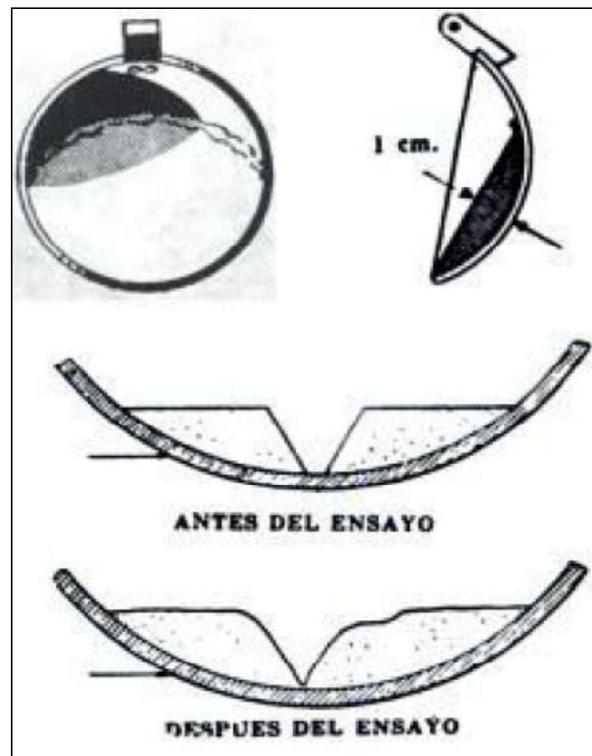


Figura 3.3 Porción de suelo antes del ensayo con abertura y porción de suelo después del ensayo con el cierre de la ranura. Tomado de Tomado de Crespo, C. (2010).

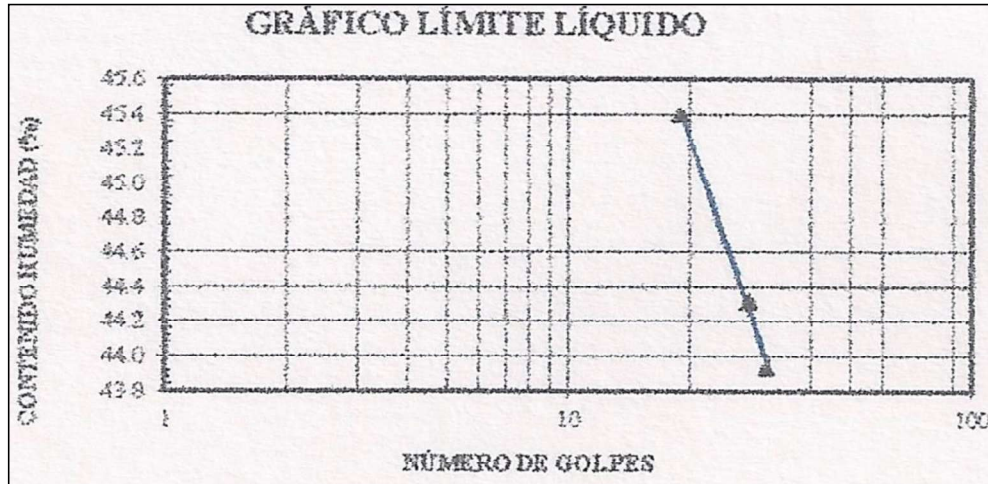


Figura 3.4 Gráfica del contenido de humedad vs el número de golpes, con su respectiva curva de fluidez.

Límite Plástico

Para realizar esta prueba se siguen las mismas instrucciones que para el ensayo del límite líquido, al momento de realizar la mezcla. Consiste en formar una pequeña bola que debe ser enrollada en seguida con la palma de la mano sobre una superficie lisa y posteriormente crear filamentos de aproximadamente 3mm de diámetro y 25-30mm de largo. Si el filamento se agrieta en fracciones al alcanzar dichas medidas, se recogen los pedazos, se pesan, se secan al horno y se vuelven a pesar. Caso contrario, se debe volver a amasar el suelo y a formar pequeños filamentos hasta que se agrieten al rodillarse. (Fotografía 3.4). Se repite el procedimiento dos veces con la misma muestra.



Fotografía 3.4 Amasamiento de filamentos para el ensayo límite plástico (izquierda). Peso de los filamentos después del secado al horno (derecha).

3.6.2 Ensayo de Próctor Modificado

En los ensayos de próctor modificado se tomaron las mismas 7 muestras de suelos seleccionadas para la realización de los diferentes ensayos anteriormente descritos. Esta prueba se hizo con el fin de aumentar la resistencia de los suelos y disminuir su compresibilidad al determinar la densidad seca máxima y humedad óptima de los mismos, obedeciendo las normas ASTM D1557 (2012).

Su procedimiento comienza con la preparación de la muestra de suelo previamente secada al horno, disgregada y tamizada por las mallas 3/4, 3/8 y 4; seguidamente se mezcla todo el material obtenido con cierta cantidad de agua hasta lograr que la mezcla presente una consistencia tal que al ser comprimida en la mano no se adhiera a ella ni libere agua y que al tomarse con los dedos no se desmorone. Terminado el proceso, se coloca una pequeña porción de suelo en un molde cilíndrico, unido a una placa base en la parte inferior y a una extensión del molde en la parte superior, y se compacta en 5 capas iguales con un martillo de 2.5 kg que dará 25 golpes a cada una de ellas. (Fotografía 3.5). Todo el conjunto se pesa, sin antes eliminar cualquier excedente de material que quede en el molde; se extrae una pequeña muestra compactada para posteriormente determinar su humedad y se repite el mismo procedimiento añadiendo otra cantidad de agua (2% de su peso) a la muestra. A medida que se va aumentando el contenido de agua, el peso del suelo compactado aumenta gradualmente hasta que se presenta una disminución apreciable, debido a que los espacios que han sido ocupados por partículas sólidas se llenan con el agua. El peso unitario seco máximo alcanzado da como resultado el contenido de humedad óptimo como se muestra en la figura 3.5 y se puede trazar una curva densidad seca-húmeda con los valores de todos los pesos secos obtenidos y humedades correspondientes. Dichos valores servirán para los ensayos Corte Directo y Triaxial UU donde se deberá remoldear la muestra a la densidad seca máxima y a la humedad óptima para una mayor confiabilidad.



Fotografía 3.5 Elaboración de la mezcla de un determinado suelo (izquierda). Compactación de la mezcla correspondiente (derecha).

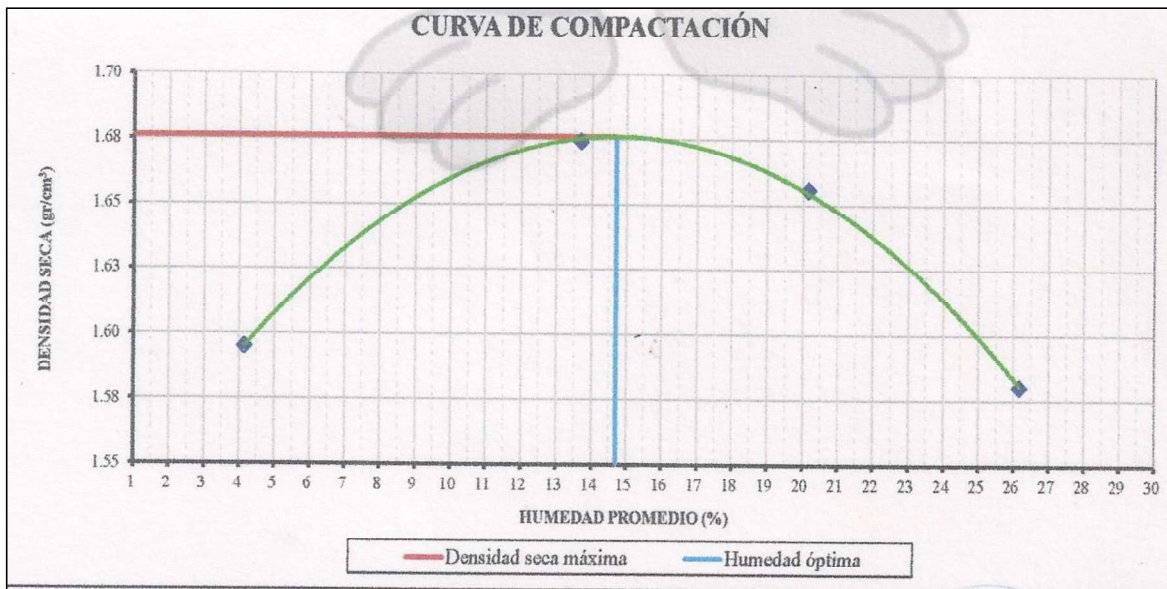


Figura 3.5 Gráfica densidad seca vs contenido de humedad promedio.

3.6.3 Ensayo de Corte Directo

La realización del ensayo se efectuó en las 7 muestras de suelo correspondientes al ensayo próctor modificado. El objetivo de este ensayo fue obtener el ángulo de resistencia al corte del suelo ϕ y cohesión c , para clasificar a los suelos según sus propiedades internas y geomecánicas; siguiendo como guía la norma ASTM D3080 (2011).

El ensayo consiste en colocar una muestra inalterada cilíndrica (similar al próctor y previamente tallada ajustándose al diámetro de unos anillos) dentro de una caja rígida y dividida en dos mitades, sobre la cual se ubica una carga normal P como se indica en la figura 3.6; seguidamente, se le impone una fuerza tangencial τ horizontal que logra trasladar la parte inferior de la caja de corte mientras que se impide el movimiento de la parte superior. (Fotografía 3.6). A medida que se obliga a dicha muestra a desplazarse, a una velocidad constante se van tomando los datos correspondientes a los esfuerzos de ruptura τ y con estos valores se traza la envolvente de falla de los círculos de Mohr, obteniendo así: el valor de cohesión c y el ángulo de resistencia al corte ϕ . (Figura 3.7). Finalmente, se toman los datos del peso húmedo y seco de la muestra fallada. Este procedimiento se debe repetir con 2 muestras más pertenecientes al mismo material de suelo y someterlas a diferentes cargas normales; de manera que se obtiene una gráfica donde se observa el comportamiento del suelo frente a distintos esfuerzos de corte. En las abscisas se representa la deformación lateral o desplazamiento horizontal y en las ordenadas el esfuerzo de corte. (Figura 3.8).

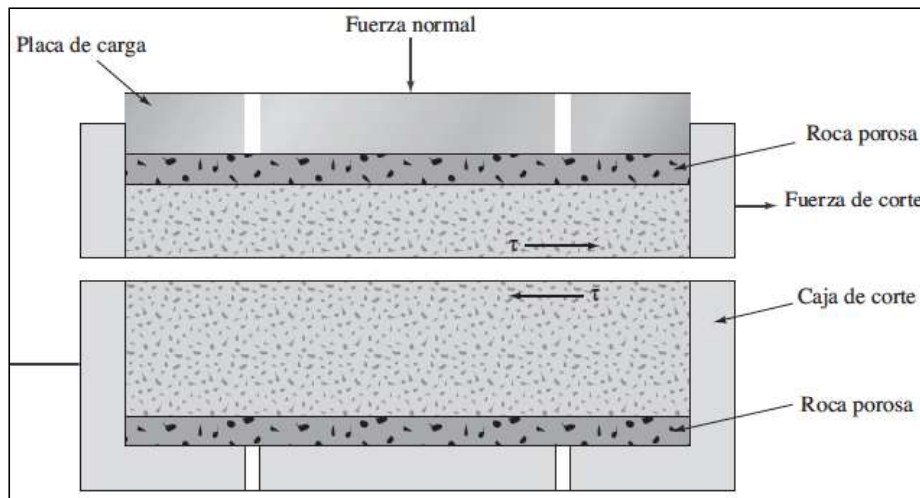


Figura 3.6 Diagrama de un arreglo de caja rígida para el ensayo de corte directo. Tomado de Das, B. M. (2013).



Fotografía 3.6 Máquina utilizada para la prueba de corte directo (izquierda). Preparación de los cilindros de suelo para realizar el ensayo corte directo (derecha).

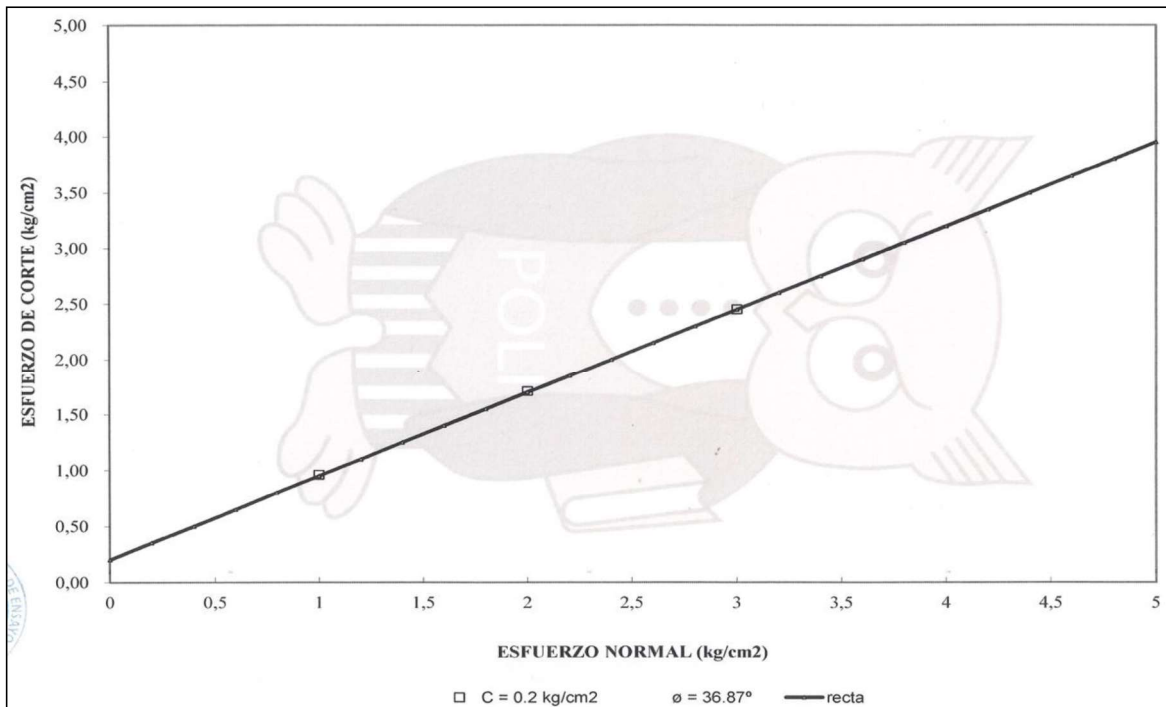


Figura 3.7 Gráfica de la envolvente de falla con los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte de una muestra ensayada.

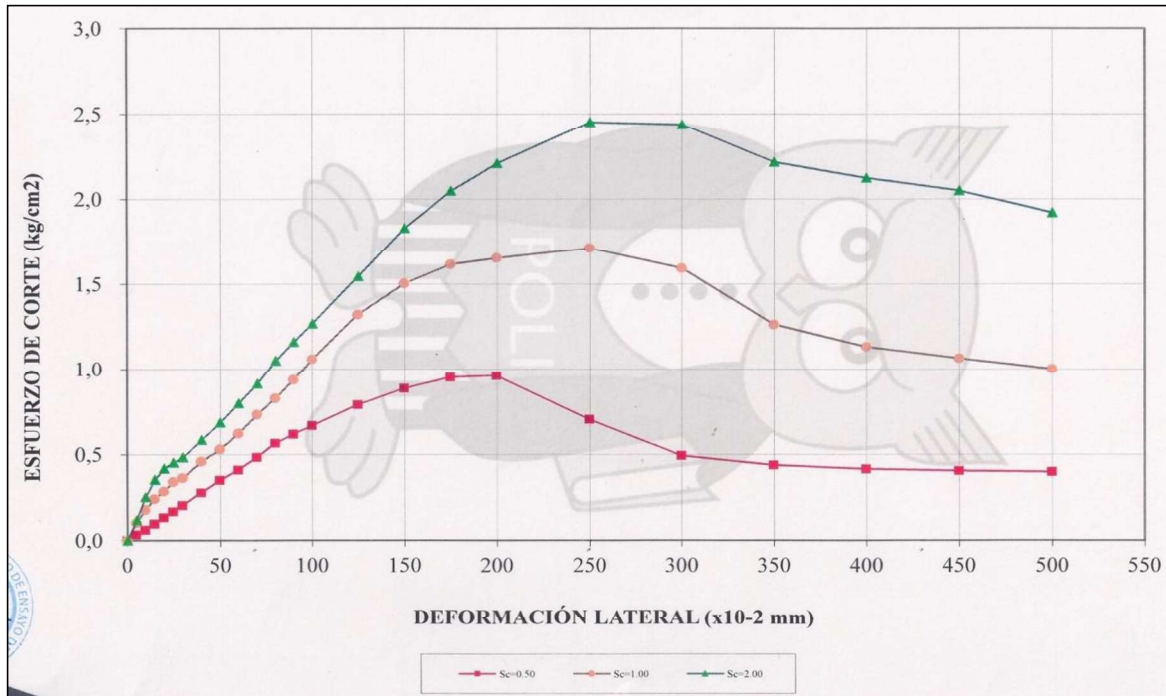


Figura 3.8 Gráfica del esfuerzo cortante vs deformación lateral de la muestra respectiva.

3.6.4 Ensayo Triaxial UU S/Sat (no consolidado no drenado)

El ensayo triaxial UU o ensayo rápido, se lo realizó a 3 muestras de suelo situadas en la parte norte, intermedia y sur del área de trabajo. La norma ASTM D2850 (2015) sirvió como base para su realización.

El propósito de este ensayo es determinar la resistencia al corte del suelo, la rigidez y las características de su deformación con métodos más confiables; por lo tanto, se demostraría de manera aproximada la máxima tensión de corte que presenta el suelo frente a procesos de carga.

Esta prueba se inicia preparando una muestra cilíndrica de suelo (similar procedimiento que en próctor, pero con 30 golpes, 5 capas y de molde menor), que se envuelve en una membrana impermeable y en sus extremos se colocan cabezas dotadas de piedras porosas que están conectadas al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen; la unión entre la membrana y las cabezas se ata con banda de hule y garantiza un sello hermético. Los tubos de drenaje se conectan a una bureta graduada que permite conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. Todo el conjunto queda dentro de una cámara a presión cuya parte superior es atravesada por un vástago que permite que la carga axial se transmita al espécimen. (Figura 3.9). En este ensayo, las válvulas de drenaje permanecen cerradas, la presión de agua se transmite hidrostáticamente a la muestra someténdola a una presión de confinamiento y con la aplicación de un esfuerzo

axial por medio de un pistón de carga vertical, se produce la falla del suelo (Crespo, C., 2010). (Fotografía 3.7). Terminado el ensayo, se pesa a la muestra resultante, se seca al horno y se la vuelve a pesar. Con los valores adquiridos durante el ensayo se tiene una gráfica comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. (Figura 3.10). Este procedimiento debe repetirse con 2 muestras más, del mismo suelo y sometidas a diferentes esfuerzos axiales o normales; al final se obtienen tres círculos de Mohr en rotura expresados en esfuerzos totales con una línea de resistencia intrínseca tangente a ellos, misma que representa los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte. En las abscisas se tiene el esfuerzo normal y en las ordenadas el esfuerzo al corte. (Figura 3.11).

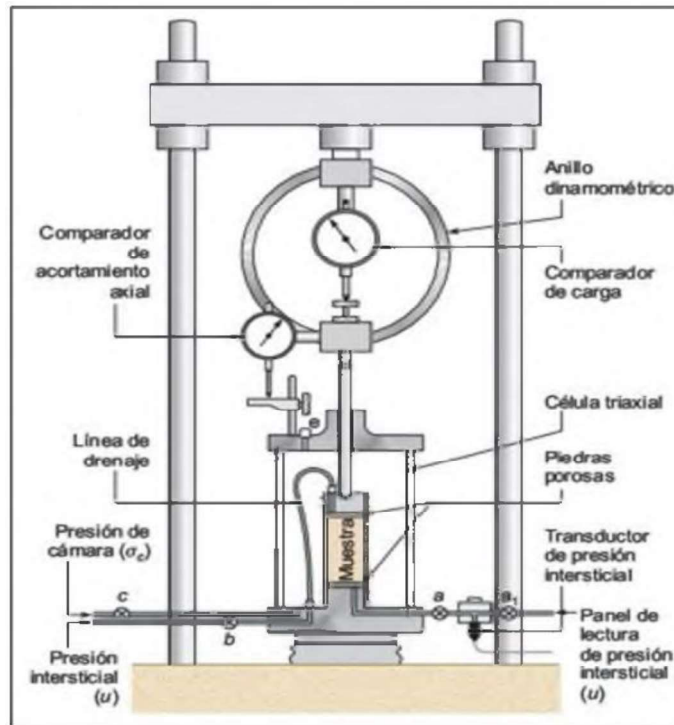


Figura 3.9 Diagrama de un equipo de ensayo triaxial. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).



Fotografía 3.7 Máquina de ensayo triaxial en suelo en proceso (izquierda). Preparación de muestras cilíndricas para ensayo triaxial (derecha).

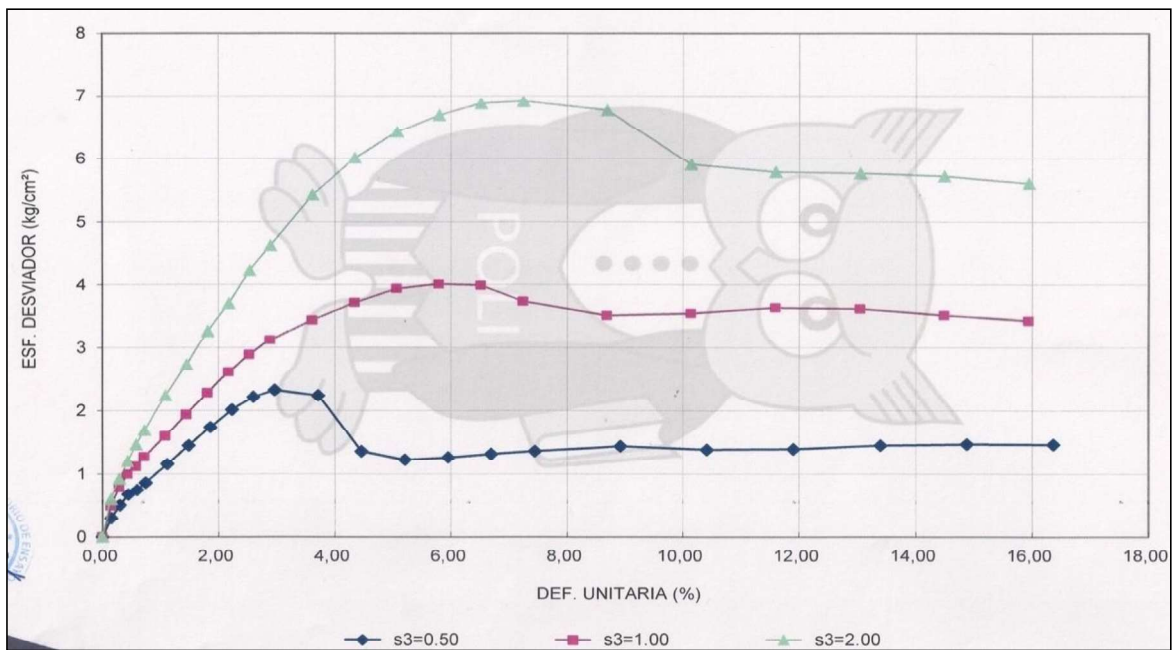


Figura 3.10 Gráfica del comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra ensayada.

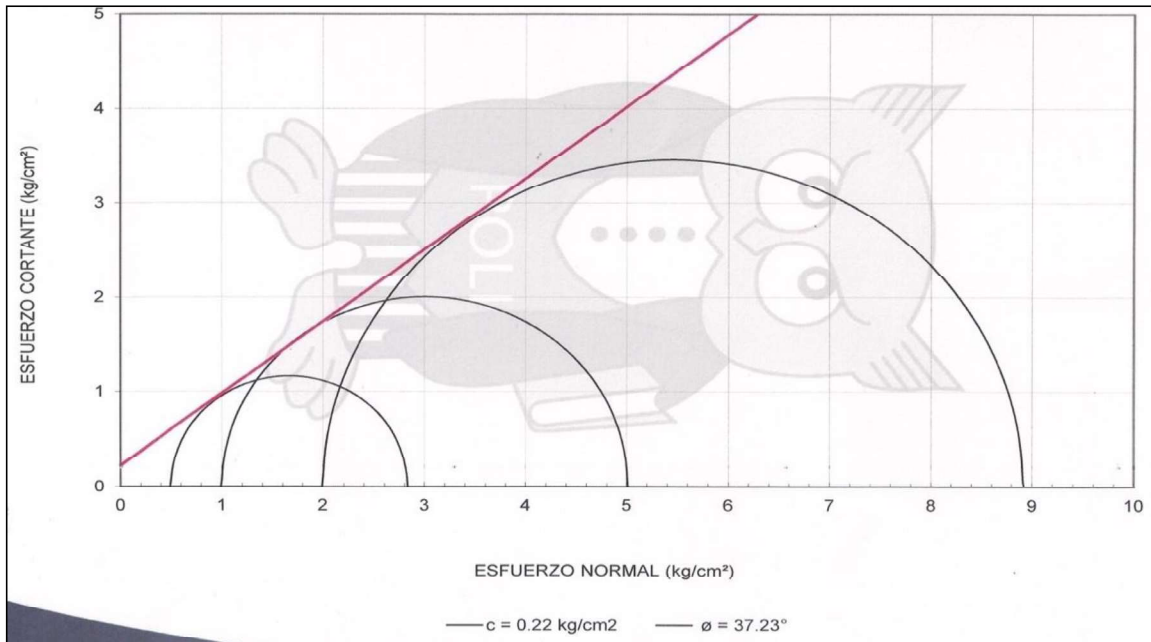


Figura 3.11 Gráfica de la línea de resistencia intrínseca resultante con los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte de la muestra respectiva.

3.6.5 Ensayo de Resistencia a la Compresión Simple (Cúbica)

Este ensayo se llevó a cabo en 9 muestras de rocas seleccionadas a lo largo de la zona del canal de conducción, en sitios donde se apreciaban afloramientos de macizos rocosos como quebradas y donde, de igual manera, se realizaron las distintas clasificaciones geomecánicas con la intención de otorgar los valores obtenidos en el laboratorio al parámetro de resistencia de la matriz rocosa de cada afloramiento analizado. Se procuró, además, abarcar los diferentes tipos de rocas según el levantamiento geológico del área de estudio.

La finalidad de la prueba es determinar la resistencia uniaxial no confinada de la roca y, conjuntamente con el ensayo Carga Puntual, reforzar el valor de resistencia a la matriz rocosa de la tabla RMR, dando así una calificación geomecánica más validada. Además, su resultado servirá como dato obligatorio para la plataforma del software RocData 3.0, explicado más adelante.

Para la realización del ensayo, conforme las normas ISRM – ASTM D3148 (2002), se necesitan que las rocas recolectadas en campo sean sujetas a un corte por máquina hasta alcanzar un tamaño cúbico, se miden las dimensiones y se pesan. (Fotografía 3.8). Las muestras presentan distintos tamaños puesto que la presencia de planos de discontinuidad dificulta el corte de las rocas e impide obtener tamaños ideales. Es importante recalcar que la resistencia a la compresión simple varía con el volumen de la

muestra por lo que la resistencia disminuye si aumenta el volumen de la probeta; esto se debe a que existe una mayor probabilidad de que las rocas posean microfisuras con características apropiadas para favorecer la rotura de la roca. Se toman dos veces las medidas de los diámetros para obtener un promedio que arrojará un valor más preciso al momento de ensayar.



Fotografía 3.8 Corte y diseño de cubos para ensayo de compresión cúbica (izquierda). Toma de mediciones de bloque cúbico para realizar el ensayo (derecha).

La muestra cúbica se coloca dentro de la máquina de RCS, la cual se compone de una placa superior e inferior que actúan bajo presión y una malla metálica de protección. (Fotografía 3.9). Se sitúa el cubo de tal forma que la placa superior quede paralela a la cara transversal del cubo y se configura en la máquina las variables de control como el diámetro y velocidad con las que se comienza a ejercer una fuerza axial, gradualmente. La máquina medirá los valores de carga hasta el punto de ruptura de la muestra. Finalizado el proceso, se retira la muestra cúbica para su respectiva observación y toma de imagen, se anotan los datos finales de carga y se obtiene una tabla 3.8 donde se evidencia el valor de la resistencia a la compresión uniaxial cúbica.



Fotografía 3.9 Máquina de RCS (izquierda). Muestra preparada para el ensayo de compresión cúbica (derecha).

Tabla 3.8 Datos adquiridos del ensayo compresión cúbica de una muestra de roca ensayada.

Nº MUESTRA	RMG01
Color	Gris claro
Ancho (cm)	5.35
Largo (cm)	5.19
Altura (cm)	5.43
Peso unitario (g/cm ³)	2.88
Carga (kN)	225.6
Carga (T)	23.00
Resistencia a la Compresión Uniaxial Cúbica (kg/cm ³)	830.09

3.6.6 Ensayo de Carga Puntual

En el ensayo Carga Puntual se tomaron 13 muestras de rocas, cumpliendo con las mismas condiciones bajo las cuales se seleccionaron los afloramientos para el ensayo de Resistencia a la Compresión Simple. Se extrajeron muestras de macizo rocoso en dichos afloramientos y en zonas aledañas a ellos, de tal forma que la cantidad de muestras garantice una mayor veracidad y fiabilidad en los resultados. El objetivo de este ensayo, al igual que RCS, es mejorar y ratificar la valorización atribuida en la calificación geomecánica RMR.

El procedimiento consiste en tomar las mediciones de cada una de las muestras de roca acatando las normas ISRM - ASTM D5731 (2016). Las muestras deben estar

previamente cortadas y cumpliendo con los requerimientos en las dimensiones de bloque irregular ilustradas en la figura 2.7 que consta en el capítulo II, en una relación 2:1. Se procede a colocar el bloque dentro del aparato de prueba de carga, que contiene un manómetro y dos puntas cónicas metálicas accionadas por una bomba manual (figura 3.12); mientras más presión se aplique a la bomba más cerrada será la distancia entre las dos puntas y más fuerza se aplicará a la muestra hasta que llegue a su carga de rotura. (Fotografía 3.10). La medida de la presión de carga se obtiene mediante el manómetro.

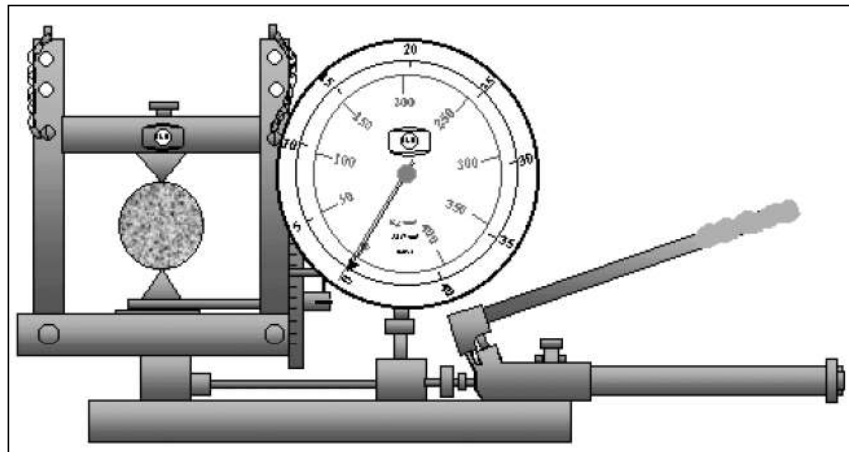


Figura 3.12 Aparato del ensayo carga puntual. Tomado de Ramírez, P., et al. (2008).



Fotografía 3.10 Toma de mediciones de un bloque para ensayo de carga puntual (izquierda). Realización de la prueba con la muestra correspondiente. (derecha).

A partir de la carga de rotura, se obtiene un índice de carga puntual I_s , sin embargo, cuando el diámetro equivalente es diferente de 50mm, se debe aplicar un factor de corrección de tamaño definido por las normas ASTM D5731 (2016) para eliminar la influencia del tamaño en la resistencia de la probeta; determinando así un índice de factor corregido $I_{s(50)}$ como se observa en la tabla 3.9.

El factor de corrección de tamaño se expresa como $F = (D_e/50)^{0.45}$ y el $I_{s(50)} = F \times I_s$.

Tabla 3.9 Resultados del ensayo carga puntual de una muestra de roca ensayada.

Nº MUESTRA	RMG19
Alto D (cm)	39.1
Ancho W (cm)	38.0
Carga P (kg)	2308.2
De (mm)	43.5
I_s (kg/cm ²)	122.0
I_{s50} (kg/cm ²)	114.6

3.6.7 Ensayo Triaxial UU S/Sat en roca

Para el ensayo triaxial se tomaron 3 muestras de roca representativas de la geología de la zona de estudio y situadas a lo largo del Río Magdalena. Se procuró seleccionar lugares próximos a los sitios de afloramiento de macizo rocoso donde se realizaron las clasificaciones geomecánicas con la finalidad de obtener una correlación ponderada con los demás resultados.

El propósito de este ensayo es determinar los parámetros de resistencia cohesión y ángulo de resistencia al corte por medio de la envolvente de falla y analizar la resistencia del material rocoso frente a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentra con mayor frecuencia en las obras ingenieriles.

La prueba triaxial consiste en extraer 3 probetas cilíndricas de una misma roca, de manera que la muestra rocosa in situ debe tener un tamaño aproximado de 30x30cm. Al igual que en el ensayo triaxial uu en suelo y en base a las normas ASTM D7012 (2014), los procedimientos del ensayo y la actuación de los esfuerzos son casi similares; la probeta cilíndrica es envuelta por una membrana flexible e impermeable y sujeta por una banda de hule que une a la membrana con dos cabezas de piedras porosas ubicadas en sus extremos, esto garantizará un sello hermético. Se coloca a la probeta dentro una célula en la cual se introduce líquido a presión, normalmente aceite y se conecta a la máquina del ensayo triaxial en roca (figura 3.13) donde el esfuerzo axial se ejerce mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la parte superior e inferior

de la célula. La célula es conectada a una manguera proveniente de otra máquina la cual controla la presión confinante. (Fotografía 3.11). Simultáneamente se aplica la carga axial y la presión confinante de modo que ambos esfuerzos poseen rangos similares, se establece y empieza desde el nivel de presión confinante deseado. Una vez alcanzado dicho nivel, se aplica carga axial hasta alcanzar la rotura de la muestra mientras la presión se mantiene constante durante todo el ensayo. Con los valores obtenidos se diseña una gráfica comportamiento esfuerzo-deformación de la roca. (Figura 3.14). Este procedimiento debe repetirse con las 2 probetas cilíndricas pero sometidas a diferentes esfuerzos axiales. La interpretación de los resultados se basa, al igual que en suelos, en la aplicación del criterio de rotura de Mohr-Coulomb donde se obtienen los tres círculos de Mohr con la línea de resistencia intrínseca y los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte, en una gráfica esfuerzo normal vs esfuerzo al corte. (Figura 3.15).

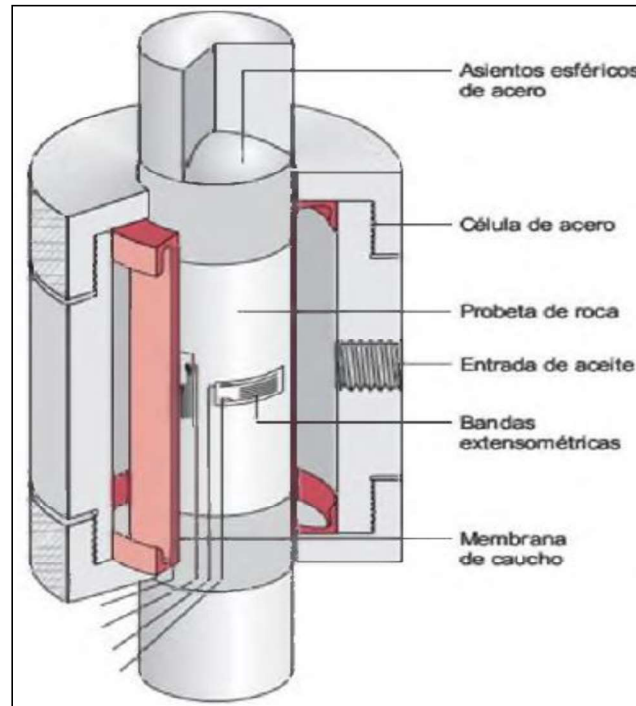


Figura 3.13 Diagrama de una célula de ensayo triaxial. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).



Fotografía 3.11 Máquina de ensayo triaxial y de regulador de presión (izquierda). Muestra ensayada con plano de rotura después de la prueba triaxial (derecha).

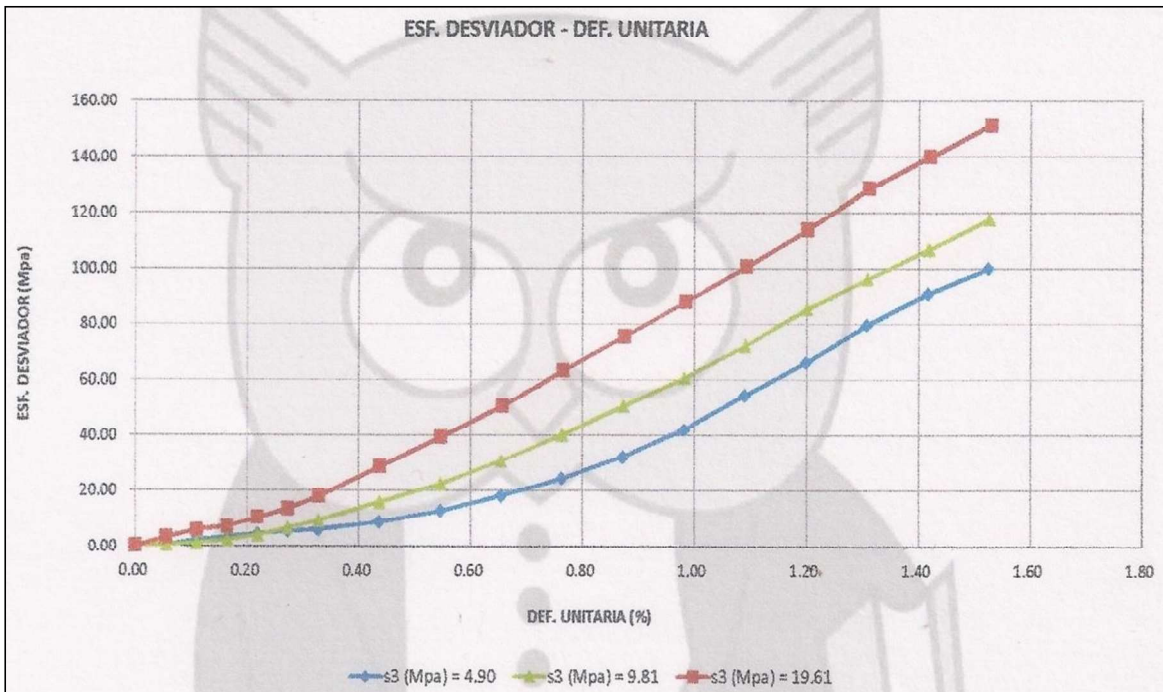


Figura 3.14 Gráfica del comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra de roca ensayada.

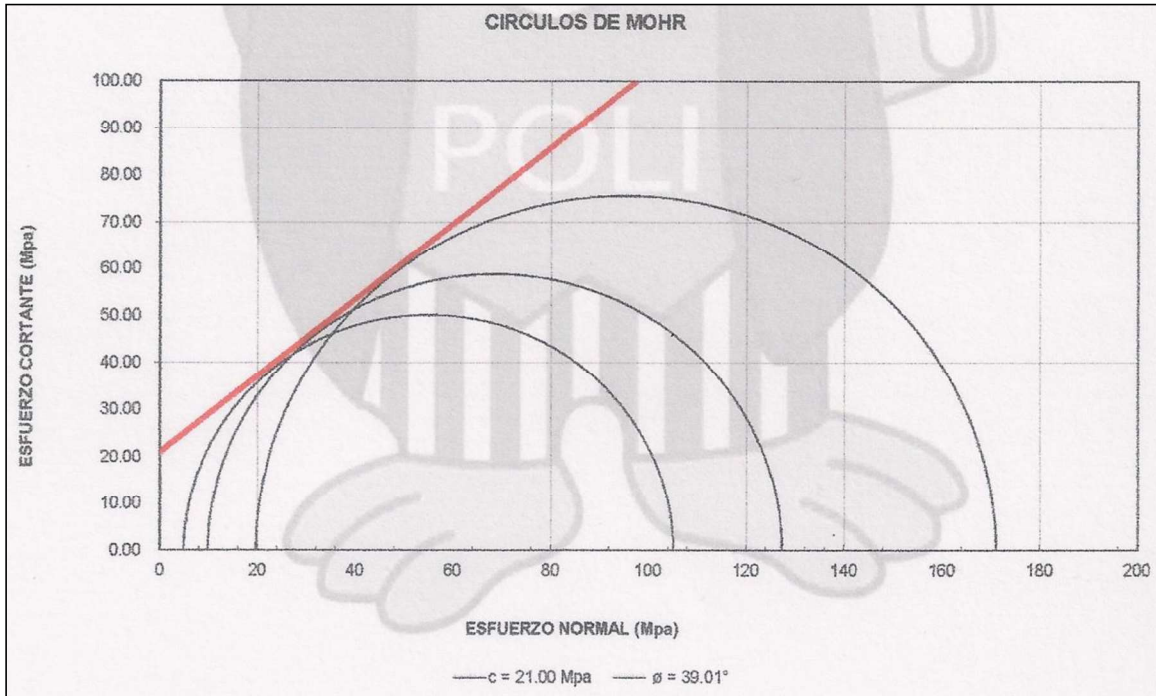


Figura 3.15 Gráfica de los círculos de Mohr con su envolvente de falla y los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte de la muestra respectiva.

Dado que las muestras seleccionadas para la realización de este ensayo se enfocaron sólo en los volcanosedimentos y se omitieron las pizarras debido a su alteración y anisotropía, los parámetros resistentes de dichas rocas omitidas se basarán en la tabla 3.10 para su interpretación en la parte de resultados.

Tabla 3.10 Tabla sintetizada de los valores típicos de c y φ para diferentes tipos de rocas. (González de Vallejo, L., et al, 2002).

Roca	Cohesión c (kg/cm ²)	Ángulo de resistencia al corte φ (°)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45

Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	<100*	15-30*
Toba	7	–
Yeso	–	30

(*) En superficies de laminación o esquistosidad.

Para las pizarras se escogerán aquellos valores de c y φ marcados con el símbolo (*) que indica que la fuerza de ruptura fue aplicada en la dirección de su superficie de cizalla o laminación. El rango de cohesión que se tomará para el resumen de los resultados será entre 80-100 (kg/cm²) con un ángulo de resistencia al corte de 15°.

3.7 Análisis estructural de las discontinuidades

Debido a la falta de definición o consideración de datos referentes a las propiedades de los macizos rocosos y suelos, los modelos numéricos (elementos finitos) mediante softwares pueden compensar estas deficiencias asegurando que las propiedades que presenten los materiales sean los correctos, y que sus comportamientos al modelarlos puedan ser considerados fiables para brindar medidas de mitigación y/o remediación adecuadas al objetivo del estudio, sea diseño o construcción de obras.

En el presente trabajo la utilización de varios softwares de elementos finitos ayudará a contrarrestar las ausencias de datos y facilitará la visualización de los comportamientos que los materiales: roca y suelo, presenten frente a la aplicación de esfuerzos. De tal manera, que la evaluación sobre la estabilidad de los taludes se sustentará en parámetros geotécnicos más realista y fiables.

3.7.1 Método numérico Dips 5.1

Dips de Rocscience es un programa que facilita el análisis de los datos geológicos basados en su orientación y planteados mediante una plantilla de conteo equiareal.

Para el uso del software Dips, se insertaron todas las mediciones estructurales que se obtuvieron en campo, se configuró la orientación con la que se va a trabajar, se seleccionó Pole Plot, el cual grafica los polos de los planos de discontinuidades y por medio de la opción Contour Plot, se procedió a seleccionar las mayores concentraciones de polos para obtener como resultado una serie de planos con las orientaciones de las principales familias que predominan en el área de trabajo. (Figura 3.16).

Es importante mencionar que la toma de la mayor cantidad de mediciones estructurales resulta imprescindible para determinar las direcciones que favorecen a los diferentes tipos de roturas en los taludes.

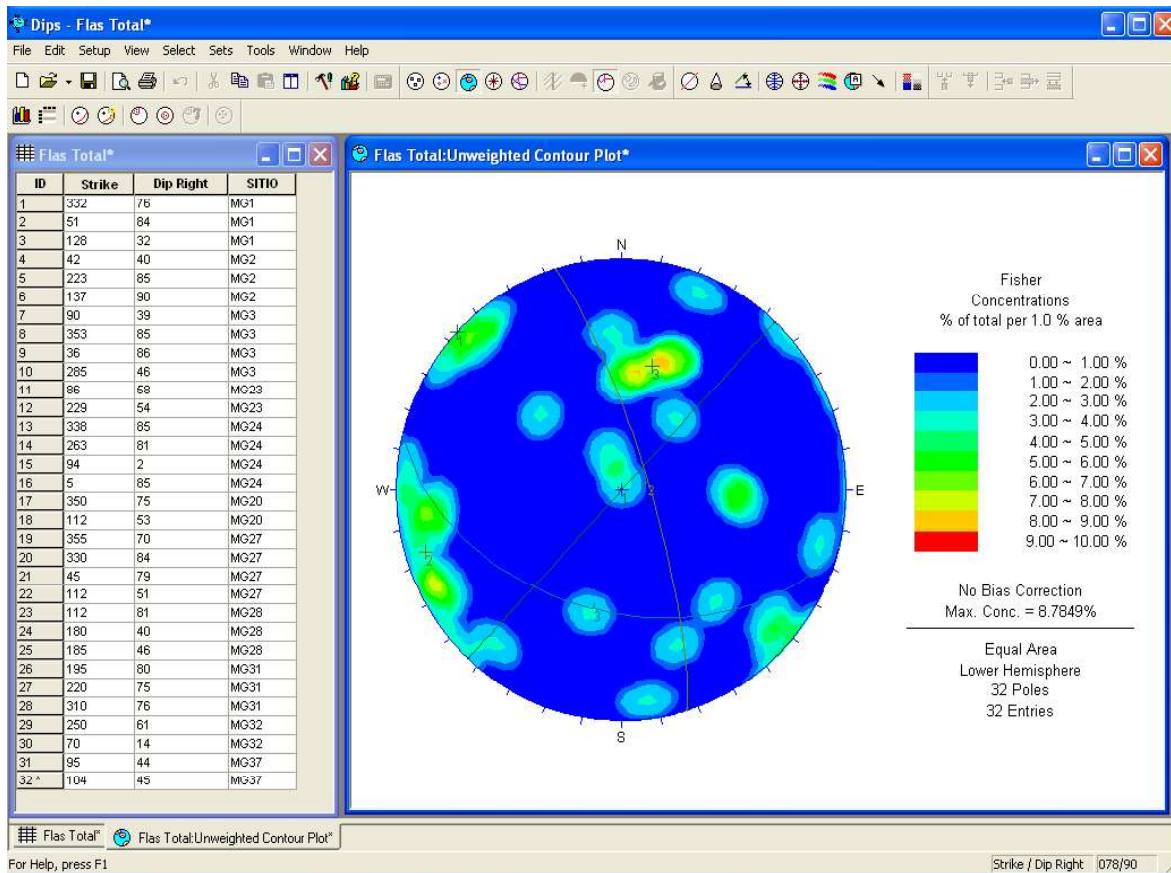


Figura 3.16 Representación de la distribución y concentración de polos. Software Dips 5.1.

3.7.2 Método numérico RocPlane 2.0

RocPlane de Rocscience es un software interactivo destinado a trabajar con taludes que presentan rotura plana y recrea diferentes escenarios con el fin de obtener la solución más óptima al problema de estabilidad del talud predeterminado.

Para lograr la modelación de la rotura plana, se configuró el tipo de análisis a determinístico debido a que se desea trabajar solamente con el valor del factor de seguridad para un talud con una discontinuidad fija. Posteriormente, se insertaron los datos de geometría del talud como su buzamiento, altura y el peso unitario del tipo de roca que lo constituye; y el ángulo de la familia de discontinuidad con la que forma la rotura plana obtenido por medio del software Dips. Así mismo, se colocaron los parámetros resistentes del macizo rocoso bajo el criterio de Mohr-Coulomb y se añadió el coeficiente de la aceleración sísmica 0.27g, el cual está basado en las condiciones sísmicas de la zona como se explicó en el primer capítulo. (Figura 3.17). El modelo representa las diferentes vistas de la rotura plana y el factor de seguridad correspondiente.

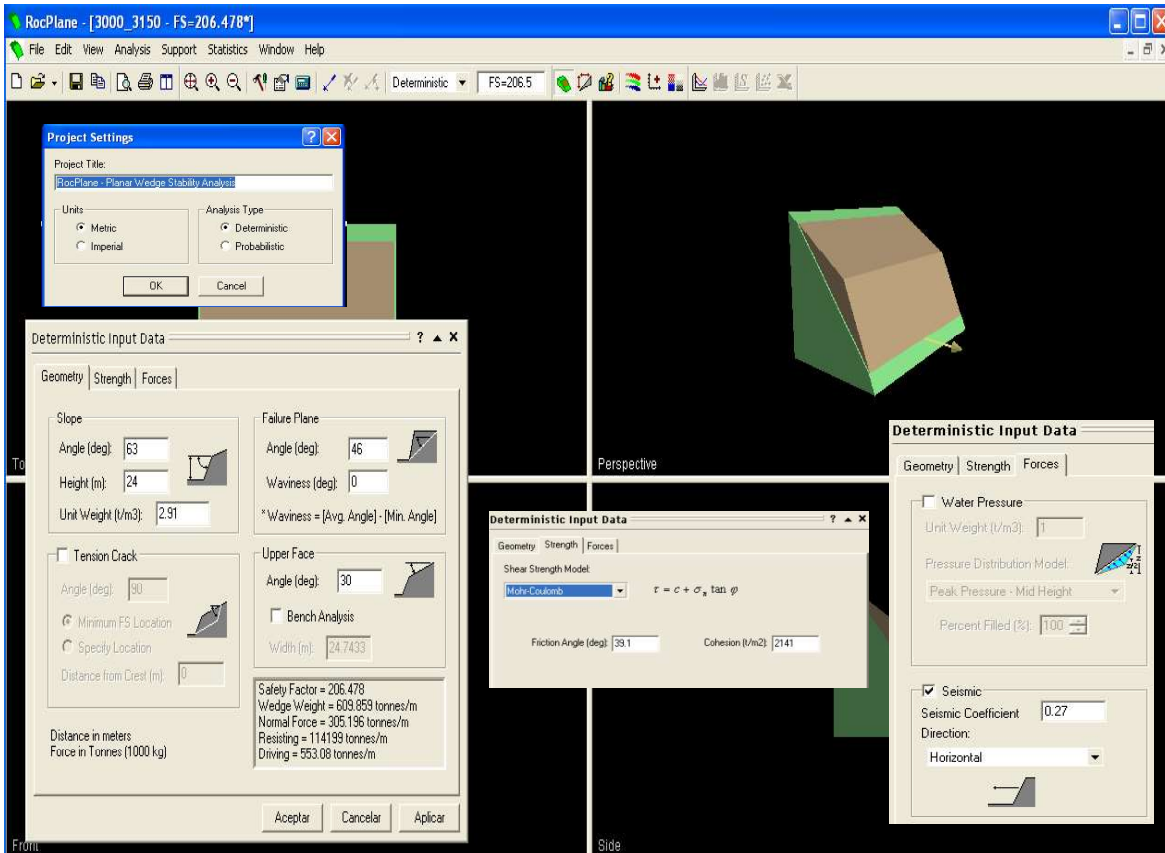


Figura 3.17 Representación de datos insertados en un talud. Software RocPlane 2.0.

3.7.3 Método numérico Swedge 4.0

Swedge de Rocscience es un programa especializado para determinar la geometría y la estabilidad de cuñas superficiales formadas en los taludes de macizos rocosos mediante la obtención de su factor de seguridad.

Este software, al igual que RocPlane poseen in interfaz con el programa Dips debido a que se usaron las direcciones adquiridas de las principales familias de discontinuidades resultantes en este programa. Para la modelación se configuró el análisis a determinístico y se procedió a insertar las orientaciones tanto de los dos planos de discontinuidad que se cortan y forman la cuña como de la superficie del talud; y se asignaron sus propiedades como la altura y el peso unitario del tipo de roca aflorante. Se colocó el coeficiente sísmico y se modeló la gráfica donde se visualizó la grieta de tensión producida en distintas facetas. (Figura 3.18).

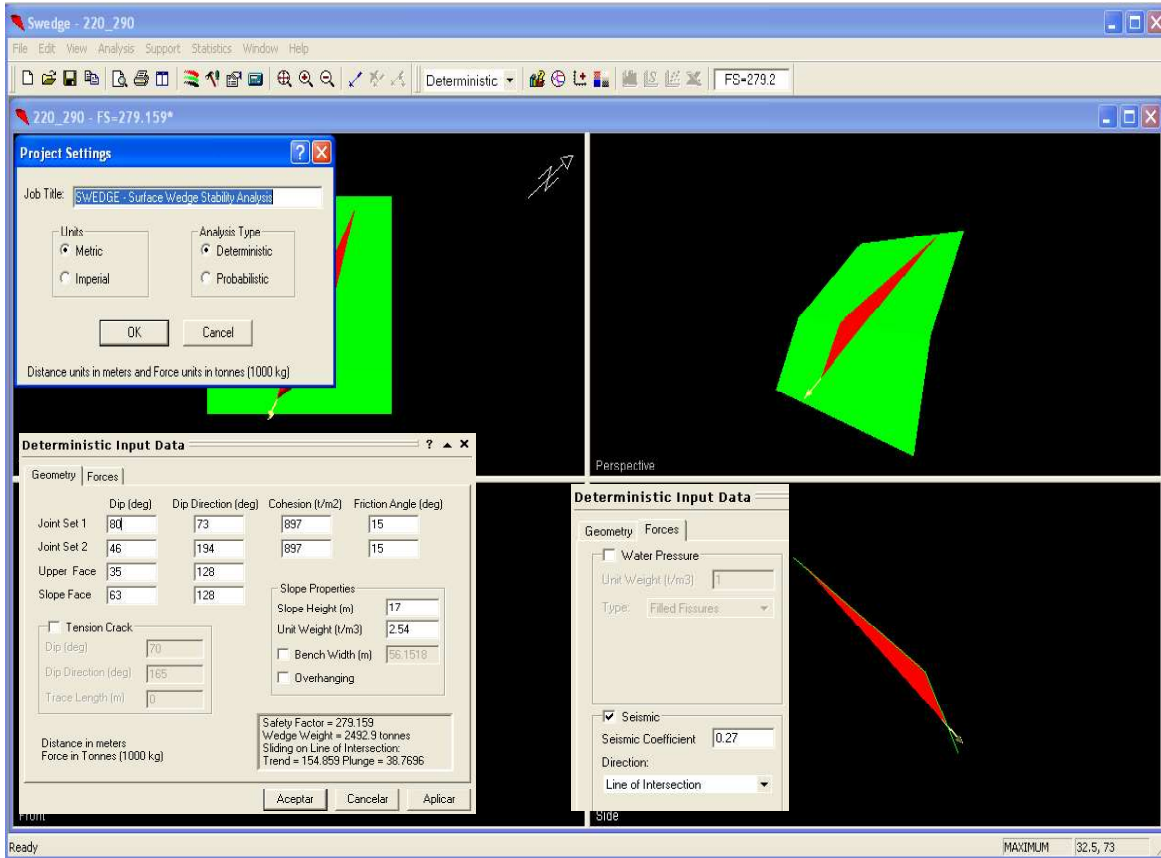


Figura 3.18 Representación de datos insertados en un talud. Software Swedge 4.0.

3.7.4 Método numérico RocData 3.0

RocData de Rocscience es un programa interactivo que permite determinar las propiedades físicas del material tipo roca y suelo, como son: los parámetros de resistencia y de deformación por medio de varios criterios. Estos datos son un interfaz para la ejecución del software Phase2, detallado a continuación.

Para la ejecución de este software, aplicado solamente para obtener las constantes elásticas (Módulo de Young y Coeficiente de Poisson) y el pico de la resistencia a la tracción, se configuró el sistema de unidades y el criterio bajo el cual se sustenta una serie de parámetros geomecánicos. Se escogió el criterio generalizado de Hoek-Brown y un sistema de medidas en KPa. Posteriormente, se insertaron los datos requeridos para un determinado afloramiento (figura 3.19), siendo:

- Sigci: el valor de la resistencia a la compresión simple obtenida de los ensayos de laboratorio y otorgado al afloramiento correspondiente.
- GSI: el valor de la clasificación geomecánica GSI estimado para el tipo de afloramiento de macizo rocoso analizado.
- mi: el valor que se le confiere al tipo de roca que constituye el afloramiento.

- D: el valor del factor disturbación, al cual se le otorgó un valor de 0.

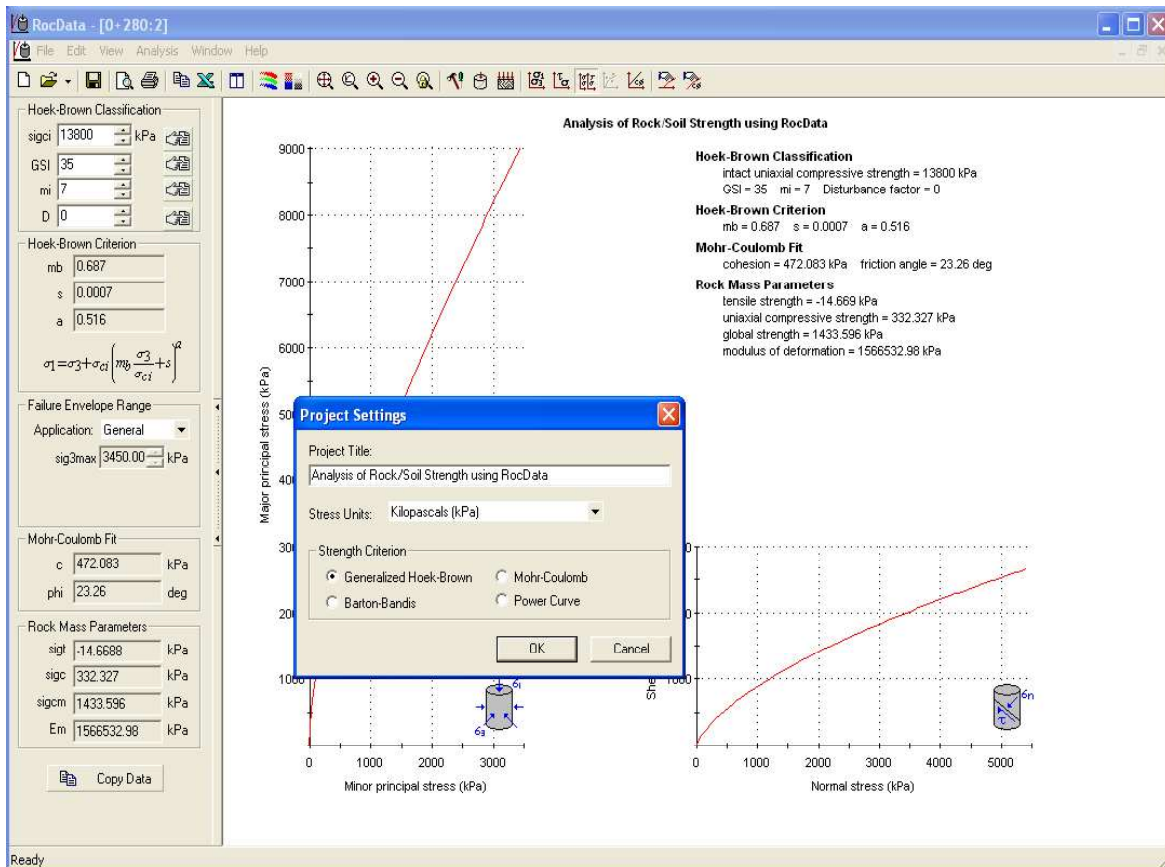


Figura 3.19 Representación de datos insertados en un talud. Software RocData 3.0.

3.7.5 Método numérico Phase2 8.0

El software Phase2 de Rocscience es un programa que facilita el análisis de elementos finitos, establece diseños de soportes preliminares tanto para taludes como para excavaciones y modela el posible comportamiento del macizo rocoso y del suelo frente a la aplicación de cargas.

Este software hace un interfaz con los datos de RocData los cuales servirán como valores de entrada para el análisis numérico del Phase2. Los valores de entrada escogidos serán el Módulo de Young y el pico de la resistencia a la tracción para la caracterización del macizo rocoso. En los suelos, el valor del Módulo de Young se basará de manera estimativa según la tabla 2.2 del capítulo II, dependiendo del tipo de suelo que se le asignó mediante el ensayo SUCS. Con respecto al Coeficiente de Poisson, para ambos materiales, se escogerá un valor aproximado según las tablas 2.2 y 2.3.

Para la ejecución del Phase2, se procedió a la importación de los perfiles de corte de cada talud a modelar con sus posibles excavaciones, realizados en AutoCad. Se

definieron las propiedades de los materiales tanto para roca como para suelo de acuerdo a los datos que se obtuvieron en el RocData y en base a los resultados de los parámetros resistentes adquiridos por los ensayos de laboratorio. Por ejemplo, en rocas se utilizaron los valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte del ensayo triaxial mientras que, para los suelos, se utilizaron los resultados de los ensayos corte directo y triaxial UU; sus tablas resumen se especifican en el capítulo de resultados. En la opción Field Stress Properties se configuró a Field Stress Gravity seleccionando la opción de uso de la superficie real del suelo, se empleó la aceleración sísmica y se aplicó la malla de elementos finitos con la opción Mesh. (Figura 3.20). Finalmente, se procedió a la simulación del modelo y a la visualización de deformaciones de las zonas más vulnerables de todo el corte del talud.

A través de este programa, se trató de dar una mayor preferencia al comportamiento del macizo rocoso en reacción con la excavación y con la acción sísmica aplicada.

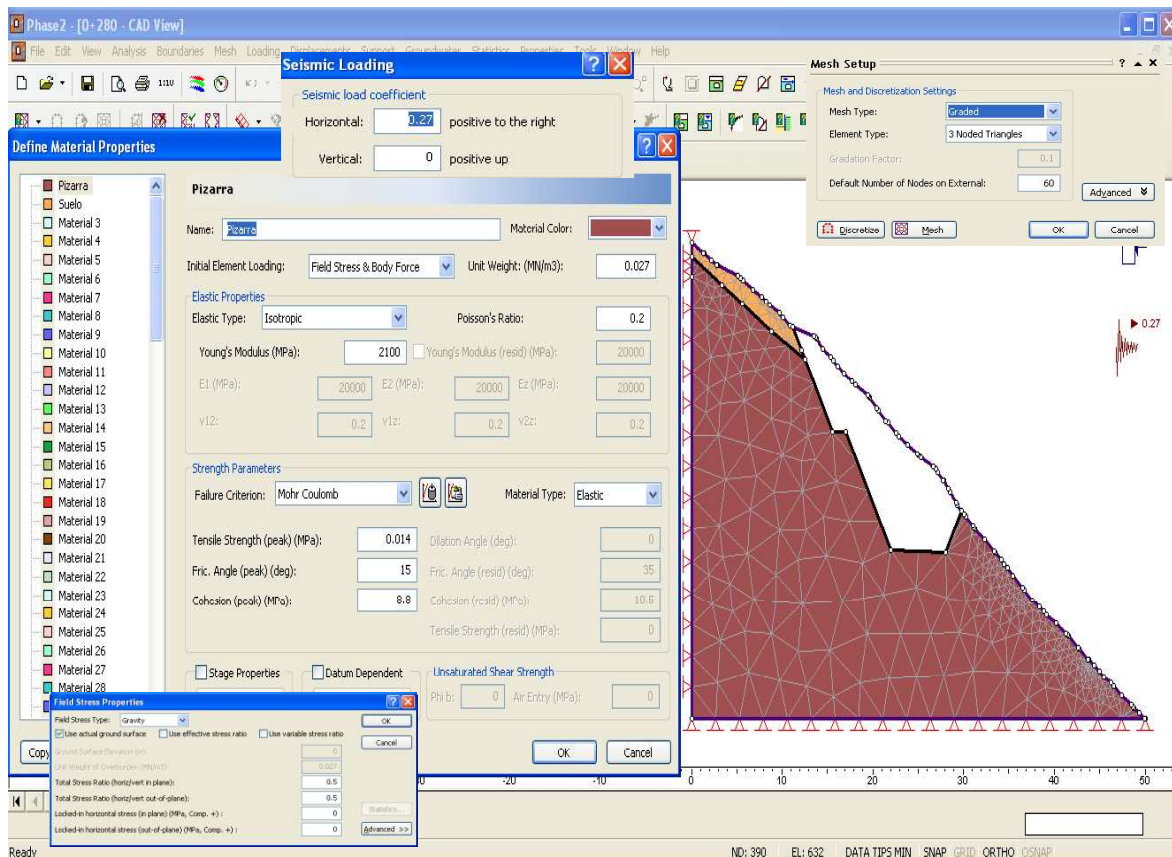


Figura 3.20 Representación de datos insertados en un talud. Software Phase2 8.0.

3.7.6 Método numérico Slide 5.0

Slide de Rocscience evalúa la estabilidad y localiza superficies de deslizamientos críticas en un talud mediante el equilibrio límite brindando el número del factor de seguridad

frente a una fuerza aplicada y considerando las propiedades de resistencia de los materiales.

Para su modelaje, se importaron los perfiles de corte de los taludes y de sus excavaciones, realizados en AutoCad. Una vez importados se definieron los materiales de roca y suelo, cada uno con sus valores de cohesión y ángulo de resistencia al corte obtenidos de los ensayos de laboratorio; de la misma manera en la que se escogieron para el software Phase2. Se introdujeron los pesos unitarios de ambos materiales y se modeló el talud bajo el criterio de Mohr-Coulomb y las condiciones sísmicas registradas en la zona. (Figura 3.21). El programa entrega el factor de seguridad de la superficie de falla menos favorable, siendo ésta la superficie de suelo. Se trató de dar un mayor énfasis al comportamiento del suelo a diferencia del anterior software designado a los macizos rocosos; de esta manera se facilitará la visualización de las zonas más débiles y se contrarrestará con la simulación arrojada por el programa Phase2.

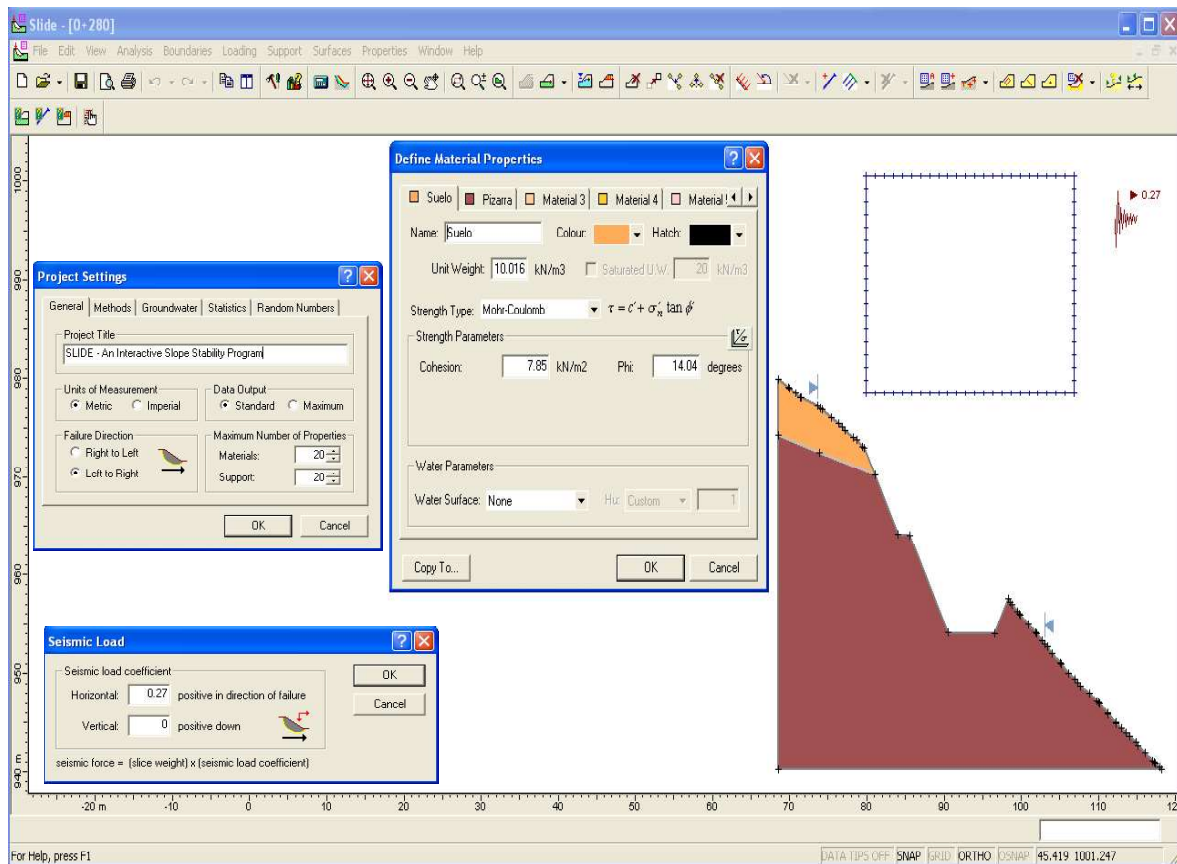


Figura 3.21 Representación de datos insertados en un talud. Software Slide 5.0.

Método de Bishop Simplificado

También conocido como método de rebanada. Fue desarrollado por Bishop en 1955 para analizar superficies de rotura circular.

El cálculo del coeficiente de seguridad (F), según González de Vallejo et al. (2002), supone el siguiente procedimiento:

La masa deslizante se divide en n rebanadas y se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo:

$$\sum S.R = \sum W.x = \sum W.R \sin \alpha$$

Como:

$$F = (cA + N \tan \phi)/S$$

el valor de S es:

$$S = (cA + N \tan \phi)/F$$

luego:

$$\sum \frac{cA + N \tan \phi}{F} R = \sum (WR \sin \alpha)$$

$$F = \frac{\sum cA + N \tan \phi}{\sum (W \sin \alpha)}$$

Para despejar la incógnita N se establece el equilibrio vertical en la rebanada:

$$W + \Delta X = N \cos \alpha + U \cos \alpha + S \sin \alpha$$

sustituyendo S y despejando N se obtiene:

$$N = \frac{W + \Delta X - U \cos \alpha - [(cA + N \tan \phi)/F] \sin \alpha}{\cos \alpha}$$

de donde:

$$N = \frac{W + \Delta X - [(cA \sin \alpha / F) + U \cos \alpha]}{\cos \alpha + [(\tan \phi \sin \alpha) / F]}$$

y el coeficiente de seguridad queda (considerando $\Delta X = 0$):

$$F = \frac{\sum [(cA \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \tan \phi)] [1/Mi(\alpha)]}{\sum W \sin \alpha}$$

donde:

$$Mi(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F} \right)$$

Una vez obtenido el valor de F de la superficie considerada, se vuelve a considerar otra superficie circular y se determina el nuevo valor de F, y así sucesivamente hasta obtener el F mínimo (González de Vallejo, L., et al., 2002).

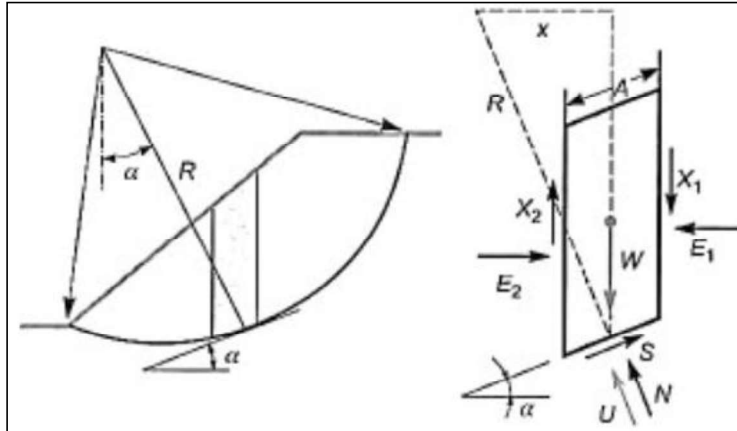


Figura 3.22 Fuerzas actuantes en una rebanada. Tomado de González de Vallejo, L., et al. (2002).

3.8 Caracterización de Taludes

Por medio de un diseño original del trazado geométrico del canal de conducción correspondiente al Proyecto Hidroeléctrico Magdalena, generado en AutoCAD y proporcionado por la empresa Hidroequinoccio, se procedió a determinar las orientaciones de dicho trazado, el rumbo y buzamiento de todos los segmentos entre cada abscisa. Las abscisas parten desde el punto 0+000 hasta el 6+121 obteniéndose así un total de 95 segmentos.

La obtención de los rumbos y buzamientos tienen como finalidad el comprobar la existencia de roturas de taludes en roca bajo la consideración de ciertas condiciones estructurales detalladas en la sección 2.5.2.

Para determinar el rumbo del trazado se midieron las direcciones de las líneas de máxima pendiente en sentido horario y con respecto al norte que presentaban los 95 segmentos. (Tabla 3.11). Dentro del trazado del canal de conducción proporcionado por Hidroequinoccio EP se tiene un buzamiento del corte de talud predeterminado y establecido para todos los segmentos o posibles taludes generados. Es decir, el buzamiento del corte de cada talud será construido a 63° por lo que, en base a este ángulo se realizaron los cálculos para el análisis de roturas en rocas. Adicionalmente, se obtuvieron las alturas que poseen cada segmento del corte de talud.

Tabla 3.11 Segmentos con sus respectivas mediciones estructurales y alturas máximas.

Nº de Segmentos	Desde	Hasta	Rumbo (°)	Buzamiento del corte de talud (°)	Altura (m)
1	0+000	0+080	N354	63	11
2	0+120	0+144	N360	65	11
3	0+144	0+200	N347	63	11
4	0+200	0+220	N32	63	15
5	0+220	0+290	N38	63	17

6	0+290	0+320	N15	63	12
7	0+320	0+350	N337	63	17
8	0+350	0+360	N360	63	14
9	0+410	0+440	N52	63	8
10	0+440	0+510	N347	63	8
11	0+510	0+590	N360	63	22
12	0+590	0+800	N328	63	27
13	0+800	0+920	N340	63	16
14	0+920	0+945	N349	63	8
15	0+976	1+006	N42	63	9
16	1+045	1+120	N67	63	8
17	1+120	1+170	N49	63	8
18	1+225	1+240	N76	63	7
19	1+240	1+320	N99	63	8
20	1+320	1+345	N61	63	12
21	1+395	1+430	N70	63	15
22	1+430	1+510	N74	63	12
23	1+510	1+700	N60	63	12
24	1+700	1+725	N45	63	12
25	1+725	1+746	N360	63	9
26	1+746	1+800	N321	63	14
27	1+800	1+840	N294	63	15
28	1+840	1+900	N333	63	21
29	1+920	1+970	N65	63	16
30	1+970	2+010	N35	63	6
31	2+045	2+067	N43	63	11
32	2+067	2+090	N25	63	14
33	2+145	2+170	N114	63	15
34	2+170	2+200	N92	63	11
35	2+200	2+250	N72	63	12
36	2+250	2+270	N40	63	14
37	2+270	2+280	N360	63	14
38	2+308	2+350	N60	63	17
39	2+350	2+380	N89	63	18
40	2+380	2+440	N64	63	19
41	2+440	2+470	N360	63	16
42	2+470	2+505	N306	63	14
43	2+540	2+570	N53	63	5
44	2+570	2+660	N103	63	20
45	2+660	2+720	N79	63	16
46	2+720	2+740	N18	63	11
47	2+740	2+800	N350	63	16
48	2+800	2+845	N360	63	40
49	2+845	2+910	N339	63	44
50	2+910	2+925	N12	63	14
51	2+965	3+000	N95	63	14
52	3+000	3+150	N112	63	24
53	3+150	3+170	N73	63	9
54	3+170	3+260	N48	63	11
55	3+260	3+295	N15	63	12
56	3+295	3+340	N360	63	19
57	3+340	3+360	N324	63	19
58	3+360	3+450	N324	63	22

59	3+450	3+485	N6	63	14
60	3+565	3+640	N69	63	14
61	3+640	3+655	N17	63	15
62	3+655	3+730	N360	63	23
63	3+730	3+805	N338	63	15
64	3+870	3+885	N344	63	9
65	3+885	3+910	N23	63	7
66	3+955	4+000	N130	63	14
67	4+000	4+030	N83	63	8
68	4+030	4+050	N31	63	7
69	4+050	4+100	N360	63	15
70	4+100	4+160	N335	63	9
71	4+160	4+195	N4	63	7
72	4+260	4+325	N93	63	14
73	4+325	4+370	N103	63	7
74	4+370	4+425	N60	63	12
75	4+425	4+520	N4	63	8
76	4+570	4+590	N67	63	5
77	4+590	4+640	N98	63	19
78	4+640	4+735	N30	63	17
79	4+735	4+815	N54	63	19
80	4+815	4+835	N19	63	7
81	4+885	4+900	N12	63	15
82	4+900	5+100	N21	63	29
83	5+100	5+120	N353	63	29
84	5+120	5+200	N316	63	44
85	5+200	5+315	N339	63	43
86	5+350	5+420	N351	63	11
87	5+420	5+470	N330	63	12
88	5+470	5+485	N348	63	6
89	5+485	5+510	N29	63	9
90	5+520	5+580	N360	63	36
91	5+580	5+650	N328	63	18
92	5+720	5+750	N360	63	27
93	5+750	5+925	N24	63	17
94	5+925	6+050	N345	63	32
95	6+050	6+121	N9	63	5

4 CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Levantamiento geológico de la zona de estudio

Con los datos litológicos-estructurales recogidos en campo se ubicaron las distintas formaciones geológicas encontradas según la descripción petrográfica de sus rocas aflorantes y de su historia geológica. Además, se graficaron los depósitos aluviales y coluviales como se observa en la figura 4.1.

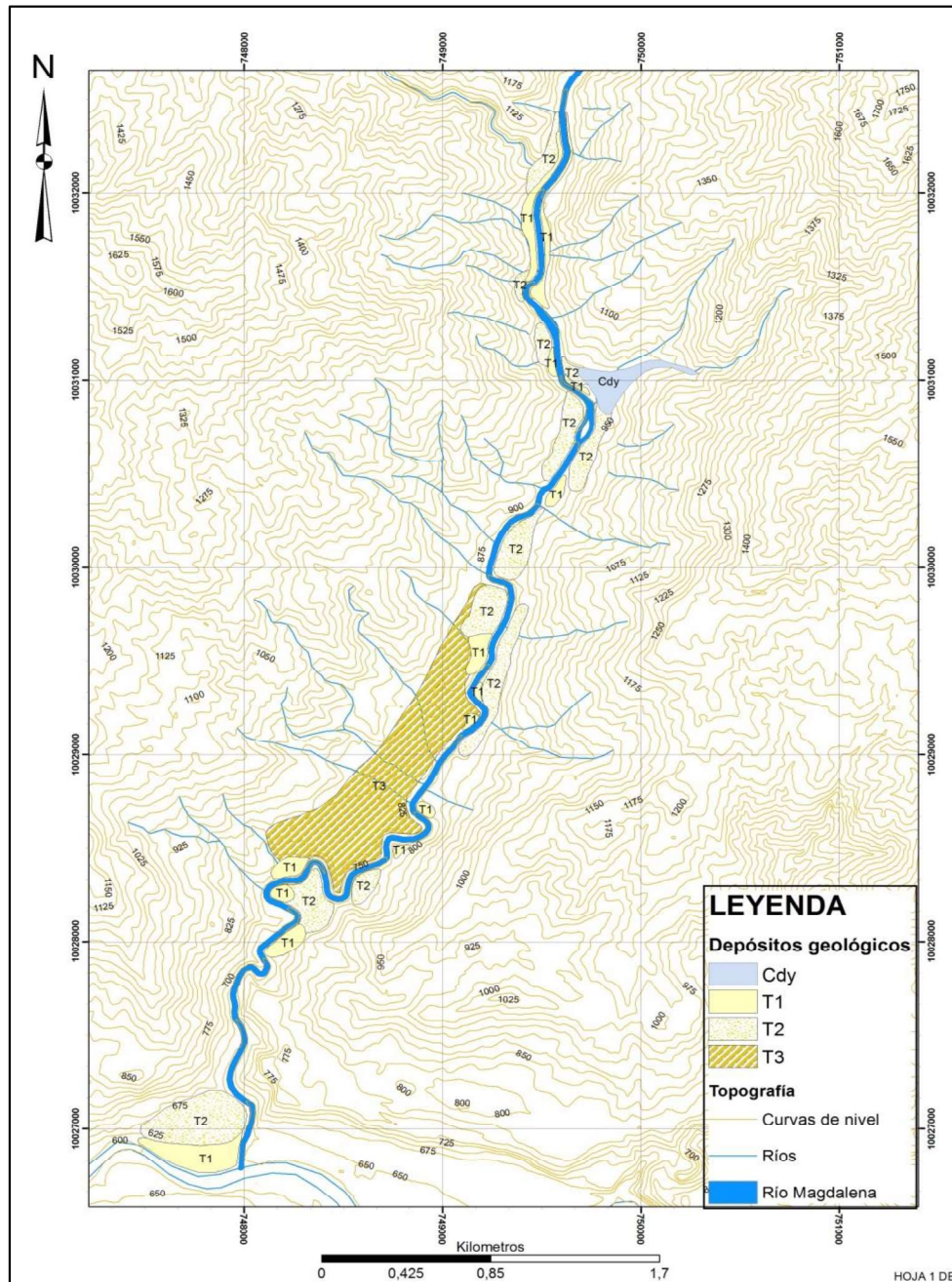


Figura 4.1 Mapa de la zona con los depósitos geológicos

Los depósitos cuaternarios T1, T2 y T3 corresponden a las terrazas aluviales y Cdy se asigna a un depósito coluvial.

Para establecer la orientación de la estratificación predominante, así como el de las familias de discontinuidades se procedió a utilizar el software Dips 5.1, donde se insertaron las medidas estructurales de todos los sitios aflorantes, como se explica en el capítulo anterior, en el apartado 3.7.1. Como resultado se obtuvieron 3 juegos principales de orientaciones de familias, conforme se observa en la figura 4.2.

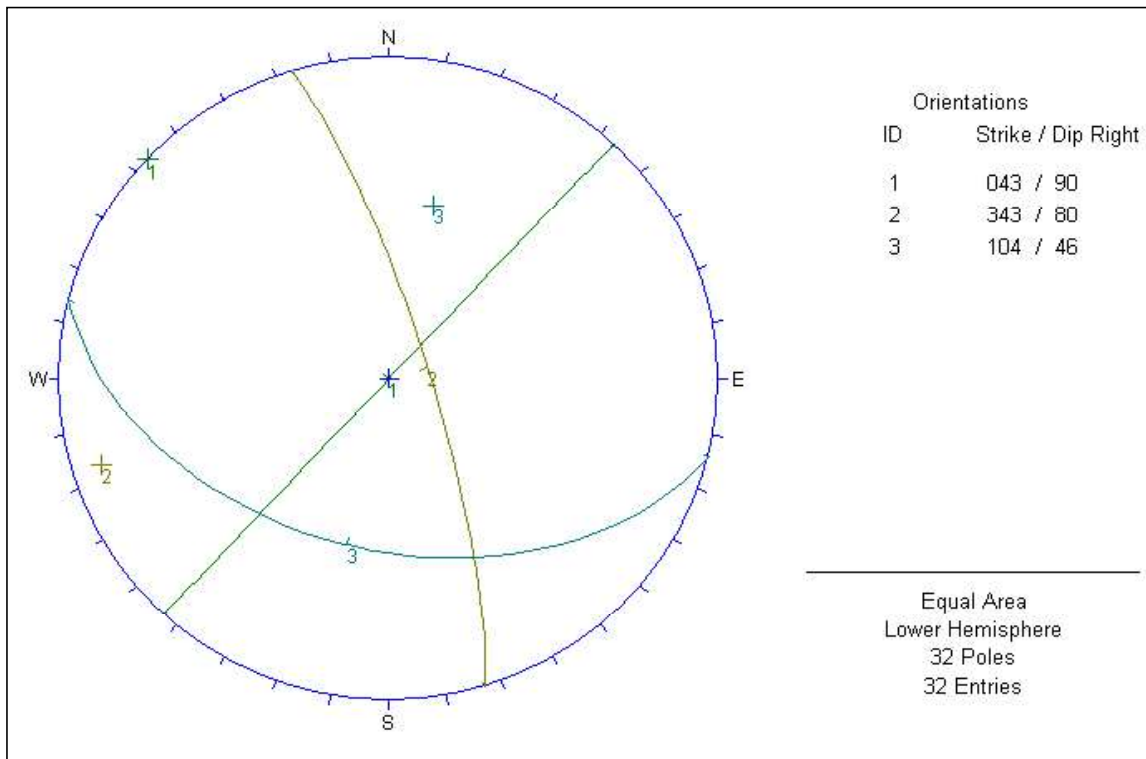


Figura 4.2 Representación de planos con las orientaciones finales obtenidas del Software Dips 5.1.

Siendo el rumbo y buzamiento de las 3 familias de discontinuidades afines:

- Familia I: N43 / 90SE Plano de discontinuidad
- Familia II: N343 / 80NE Plano de discontinuidad
- Familia III: N104 / 46SW Plano de estratificación

Al correlacionar las direcciones de rumbo y buzamiento con el contexto geodinámico de la zona de estudio, se consideró que la familia III representa la orientación de la estratificación de los estratos mientras que las familias I y II son las familias principales de discontinuidades presentes en los afloramientos.

4.2 Resultados de las Clasificaciones Geomecánicas

4.2.1 Caracterización de los macizos rocosos para RMR

A través de la observación de diferentes puntos aflorantes de macizos rocosos a lo largo del Río Magdalena y de la respectiva evaluación de los 5 parámetros pertenecientes al sistema de clasificación geomecánica RMR (básico), se presentan las tablas 4.1, 4.2 y 4.3 donde se muestran las distintas calificaciones otorgadas a cada afloramiento (MG), teniendo un total de 19 sitios aflorantes.

Tabla 4.1 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (RMR básico).

RMR (básico)											
PARÁMETROS		CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG1	MG2	MG3	MG13	MG14	MG15	MG16	MG17
1. Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de Carga Puntual (Mpa)	>10	15	15.82	15.82	15.82	12.04				
		10-4	12					6.98	5.26	5.26	5.26
		4-2	7								
		2-1	4								
2. RQD		90-100 %	20			100	100	100	100	100	100
		75-90 %	17		78.7						
		50-75 %	13	52.5							
		25-50 %	6								
		<25 %	3								
3. Separación entre diaclasas		>2 m	20								
		0.6-2 m	15								
		0.2-0.6 m	10								
		0.06-0.2 m	8								
		<0.06 m	5								
4. Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	6								
		1-3 m	4								
		3-10 m	2								
		10-20 m	1								
		>20 m	0								
	Abertura	Nada	6								
		<0.1 mm	5								
		0.1-1.0 mm	3								
		1-5 mm	1								
		>5mm	0								
	Rugosidad	Muy rugosa	6								
		Rugosa	5								
		Ligeramente rugosa	3								
		Ondulada	1								
		Suave	0								
	Relleno	Ninguno	6								
		Relleno duro <5 mm	4								
Relleno duro >5 mm		2									
Relleno blando <5 mm		2									
Relleno blando >5 mm		0									
Alteración	Inalterada	6									
	Ligeramente alterada	5									
	Moderadamente alterada	3									

5. Agua Freática	Muy alterada	1								
	Descompuesta	0								
	Seco	15								
	Ligeramente húmedo	10								
	Húmedo	7								
	Goteando	4								
Agua fluyendo	0									
TOTAL RMR (básico)			76	83	83	88	85	80	94	85

Para la puntuación designada al parámetro de la resistencia de la matriz rocosa se escogieron los valores obtenidos del ensayo Carga Puntual dispuestos más adelante, debido a que estos resultados fueron más cercanos a las consideraciones realizadas en campo y brindan un mayor valor de seguridad; así mismo, la cantidad de muestras ensayadas proporcionan una mayor confiabilidad con respecto al número de ensayos de Resistencia a la Compresión Simple.

Tabla 4.2 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (RMR básico).

RMR (básico)											
PARÁMETROS		CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG18	MG20	MG21	MG22	MG23	MG24	MG27	MG28
1. Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de Carga Puntual (Mpa)	>10	15								12.04
		10-4	12		4.06	4.06				8.95	
		4-2	7	2.31			2.45	2.45	2.45		
		2-1	4								
2. RQD		90-100 %	20				100				100
		75-90 %	17		91.9						
		50-75 %	13	72.1					58.9	70	
		25-50 %	6					39.1			
		<25 %	3			22.6					
3. Separación entre diaclasas		>2 m	20								
		0.6-2 m	15								
		0.2-0.6 m	10								
		0.06-0.2 m	8								
		<0.06 m	5								
4. Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	6								
		1-3 m	4								
		3-10 m	2								
		10-20 m	1								
		>20 m	0								
	Abertura	Nada	6								
		<0.1 mm	5								
		0.1-1.0 mm	3								
		1-5 mm	1								
		>5mm	0								
	Rugosidad	Muy rugosa	6								
		Rugosa	5								
		Ligeramente rugosa	3								
		Ondulada	1								
Suave		0									
Relleno	Ninguno	6									

		Relleno duro <5 mm	4								
		Relleno duro >5 mm	2								
		Relleno blando <5 mm	2								
		Relleno blando >5 mm	0								
	Alteración	Inalterada	6								
		Ligeramente alterada	5								
		Moderadamente alterada	3								
		Muy alterada	1								
		Descompuesta	0								
5. Agua Freática		Seco	15								
		Ligeramente húmedo	10								
		Húmedo	7								
		Goteando	4								
		Agua fluyendo	0								
TOTAL RMR (básico)				66	72	55	78	56	63	69	82

El parámetro RQD fue calculado con las ecuaciones 1 y 3 de Palmstron detalladas en el capítulo anterior según la disposición de los bloques en cada afloramiento y del número de discontinuidades dentro de un metro cúbico, como se observa en la tabla resumen 4.4.

Tabla 4.3 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (RMR básico).

RMR (básico)						
PARÁMETROS		CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG31	MG32	MG37
1. Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de Carga Puntual (Mpa)	>10	15	12.04	12.04	13.56
		10-4	12			
		4-2	7			
		2-1	4			
2. RQD		90-100 %	20	100	100	100
		75-90 %	17			
		50-75 %	13			
		25-50 %	6			
		<25 %	3			
3. Separación entre diaclasas		>2 m	20			
		0.6-2 m	15			
		0.2-0.6 m	10			
		0.06-0.2 m	8			
		<0.06 m	5			
4. Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	6			
		1-3 m	4			
		3-10 m	2			
		10-20 m	1			
		>20 m	0			
	Abertura	Nada	6			
		<0.1 mm	5			
		0.1-1.0 mm	3			
		1-5 mm	1			
		>5mm	0			
	Rugosidad	Muy rugosa	6			
		Rugosa	5			
		Ligeramente rugosa	3			
Ondulada		1				

	Relleno	Suave	0			
		Ninguno	6			
		Relleno duro <5 mm	4			
		Relleno duro >5 mm	2			
		Relleno blando <5 mm	2			
		Relleno blando >5 mm	0			
	Alteración	Inalterada	6			
		Ligeramente alterada	5			
		Moderadamente alterada	3			
		Muy alterada	1			
5. Agua Freática	Descompuesta	0				
	Seco	15				
	Ligeramente húmedo	10				
	Húmedo	7				
	Goteando	4				
TOTAL RMR (básico)				87	92	81

4.2.1.1 Resultados del RQD

La aplicación de las ecuaciones 1 y 3 de Palmstron con sus condiciones pertinentes servirán para calcular el RQD (Tabla 4.4). Su procedimiento se especifica en la metodología 3.2.1.

Tabla 4.4 Índice de Calidad de Roca.

N° Afloramiento	Jv	Número de juntas Jv		
		≤ 4.5	Jv > 4.5	
		RQD = 100	RQD = 115 - 3.3Jv	RQD = 110 - 2.5 Jv
MG1	23	—	—	52.5
MG2	11	—	78.7	—
MG3	<4	100	—	—
MG13	<4	100	—	—
MG14	<4	100	—	—
MG15	<4	100	—	—
MG16	<4	100	—	—
MG17	<4	100	—	—
MG18	13	—	72.1	—
MG20	7	—	91.9	—
MG21	28	—	22.6	—
MG22	<4	100	—	—
MG23	23	—	39.1	—
MG24	17	—	58.9	—
MG27	16	—	—	70
MG28	<4	100	—	—
MG31	<4	100	—	—
MG32	<4	100	—	—
MG37	<4	100	—	—

4.2.2 Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica RMR

A continuación, se exhibe la tabla 4.5 con la calificación obtenida del RMR básico y la calidad asignada a cada uno de los afloramientos.

Tabla 4.5 Clasificación final de RMR.

Nº Afloramiento	Puntaje	Clase	Calidad
MG1	76	II	Buena
MG2	83	III	Muy Buena
MG3	83	I	Muy Buena
MG13	88	I	Muy Buena
MG14	85	I	Muy Buena
MG15	80	II	Buena
MG16	94	I	Muy Buena
MG17	85	I	Muy Buena
MG18	66	II	Buena
MG20	72	II	Buena
MG21	55	III	Media
MG22	78	II	Buena
MG23	56	III	Media
MG24	63	II	Buena
MG27	69	II	Buena
MG28	82	I	Muy Buena
MG31	87	I	Muy Buena
MG32	92	I	Muy Buena
MG37	81	I	Muy Buena

4.2.3 Caracterización de los macizos rocosos para Q-system

Las puntuaciones a los parámetros geomecánicos presentes en los afloramientos (MG) de macizos rocosos según la clasificación geomecánica Q-system, se exhiben en las tablas 4.6, 4.7, 4.8.

Tabla 4.6 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-system).

ÍNDICE Q-system										
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG1	MG2	MG3	MG13	MG14	MG15	MG16	MG17
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 – 25								
	Mala	25 – 50								
	Media	50 – 75	52.5							
	Buena	75 – 90		78.7						
	Excelente	90 – 100			100	100	100	100	100	100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1								
	1 familia de discontinuidad	2								
	1 familia y algunas aleatorias	3								
	2 familias de discontinuidades	4								

	2 familias y algunas aleatorias	6								
	3 familias de diaclasas	9								
	3 familias y algunas aleatorias	12								
	4 o más familias de discontinuidades	15								
	Roca triturada	20								
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4								
	Rugosas o irregulares, onduladas	3								
	Lisas, onduladas	2								
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5								
	Rugosas o irregulares, planas	1.5								
	Lisas, planas	1.0								
4. Índice de alteración (Ja)	Perfectamente lisas, planas	0.5								
	Discontinuidad cerrada	0.75								
	Planos de discontinuidad inalterados	1								
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2								
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3								
5. Factor reductor por presencia de agua (Jw)	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4								
	Excavaciones secas o afluencia menor	1.0								
	Afluencia o presión media	0.66								
	Gran afluencia o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno	0.5								
	Gran afluencia o alta presión, desborde considerable del relleno de discontinuidades	0.3								
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta en voladura	0.2 - 0.1								
6. SRF	Afluencia o presión de agua extremadamente alta sin disminución notable	0.1 - 0.05								
	Múltiples zonas de debilidad con arcilla o roca desintegrada químicamente	10								
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (<50m)	5								
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (>50m)	2.5								
	Múltiples zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla)	7.5								
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y <50m)	5								
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y >50m)	2.5								
Discontinuidades abiertas	5									
TOTAL Q-system			4.67	7.00	3.33	53.33	53.33	53.33	26.67	26.67

La calidad del macizo rocoso se calificará y definirá por medio del resultado de todas las puntuaciones otorgadas a cada parámetro del sistema Q-system.

Tabla 4.7 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-system).

INDICE Q-system										
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG1 8	MG2 0	MG2 1	MG22	MG2 3	MG2 4	MG2 7	MG2 8
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 – 25			22.6					
	Mala	25 – 50					39.1			
	Media	50 – 75	72.1					58.9	70	
	Buena	75 – 90		91.9						
	Excelente	90 – 100				100				100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1								
	1 familia de discontinuidad	2								
	1 familia y algunas aleatorias	3								
	2 familias de discontinuidades	4								
	2 familias y algunas aleatorias	6								
	3 familias de diaclasas	9								
	3 familias y algunas aleatorias	12								
	4 o más familias de discontinuidades	15								
	Roca triturada	20								
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4								
	Rugosas o irregulares, onduladas	3								
	Lisas, onduladas	2								
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5								
	Rugosas o irregulares, planas	1.5								
	Lisas, planas	1.0								
	Perfectamente lisas, planas	0.5								
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada	0.75								
	Planos de discontinuidad inalterados	1								
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2								
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3								
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4								
5. Factor reductor por presencia de agua (Jw)	Excavaciones secas o afluencia menor	1.0								
	Afluencia o presión media	0.66								
	Gran afluencia o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno	0.5								
	Gran afluencia o alta presión, desborde considerable del relleno de discontinuidades	0.3								
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta en voladura	0.2 - 0.1								
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta sin disminución notable	0.1 - 0.05								
6. SRF	Múltiples zonas de debilidad con arcilla o roca desintegrada químicamente	10								
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada	5								

	químicamente (<50m)									
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (>50m)	2.5								
	Múltiples zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla)	7.5								
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y <50m)	5								
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y >50m)	2.5								
	Discontinuidades abiertas	5								
TOTAL Q-system			6.41	8.17	0.90	106.6 7	3.48	2.62	3.11	13.33

La calidad del macizo rocoso se calificará y definirá por medio del resultado de todas las puntuaciones otorgadas a cada parámetro del sistema Q-system.

Tabla 4.8 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-system).

ÍNDICE Q-system					
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG31	MG32	MG37
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 – 25			
	Mala	25 – 50			
	Media	50 – 75			
	Buena	75 – 90			
	Excelente	90 – 100	100	100	100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1			
	1 familia de discontinuidad	2			
	1 familia y algunas aleatorias	3			
	2 familias de discontinuidades	4			
	2 familias y algunas aleatorias	6			
	3 familias de diaclasas	9			
	3 familias y algunas aleatorias	12			
	4 o más familias de discontinuidades	15			
Roca triturada	20				
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4			
	Rugosas o irregulares, onduladas	3			
	Lisas, onduladas	2			
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5			
	Rugosas o irregulares, planas	1.5			
	Lisas, planas	1.0			
4. Índice de alteración (Ja)	Perfectamente lisas, planas	0.5			
	Discontinuidad cerrada	0.75			
	Planos de discontinuidad inalterados	1			
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2			
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3			
5. Factor reductor por presencia de agua (Jw)	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4			
	Excavaciones secas o afluencia menor	1.0			
	Afluencia o presión media	0.66			

	Gran afluencia o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno	0.5			
	Gran afluencia o alta presión, desborde considerable del relleno de discontinuidades	0.3			
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta en voladura	0.2 - 0.1			
	Afluencia o presión de agua extremadamente alta sin disminución notable	0.1 - 0.05			
6. SRF	Múltiples zonas de debilidad con arcilla o roca desintegrada químicamente	10			
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (<50m)	5			
	Zonas de debilidad individuales con arcilla o roca desintegrada químicamente (>50m)	2.5			
	Múltiples zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla)	7.5			
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y <50m)	5			
	Zonas de cizalla individuales en roca competente (sin arcilla y >50m)	2.5			
	Discontinuidades abiertas	5			
TOTAL Q-system			35.56	17.78	13.33

La calidad del macizo rocoso se calificará y definirá por medio del resultado de todas las puntuaciones otorgadas a cada parámetro del sistema Q-system.

4.2.4 Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica Q-system

La puntuación de cada parámetro se reemplaza en la ecuación 4 correspondiente al índice Q-system explicado en la metodología 3.3, dando así la calidad del macizo rocoso de acuerdo con la calificación conseguida. (Tabla 4.9).

Tabla 4.9 Clasificación final de Q-system.

Nº Afloramiento	índice Q-system	Calidad
MG1	4.67	Media
MG2	7.00	Media
MG3	3.33	Mala
MG13	53.33	Muy Buena
MG14	53.33	Muy Buena
MG15	53.33	Muy Buena
MG16	26.67	Buena
MG17	26.67	Buena
MG18	6.41	Media
MG20	8.17	Media
MG21	0.90	Muy Mala
MG22	106.67	Extremadamente Buena
MG23	3.48	Mala
MG24	2.62	Mala
MG27	3.11	Mala
MG28	13.33	Buena
MG31	35.56	Buena
MG32	17.78	Buena

MG37	13.33	Buena
------	-------	-------

Existen diversas correlaciones entre los sistemas de clasificación geomecánica RMR y Q-system propuestas por diferentes autores como se aprecia en la sección 3.3 descrita en el capítulo metodológico. Dichas correlaciones se basan en determinar el factor RMR en función del valor total de Q-system, sin embargo, para el presente estudio se tomarán como una simple verificación debido a que los valores de RMR se obtuvieron directamente en el trabajo de campo por medio de la tabla de Bieniawski.

4.2.5 Caracterización de los macizos rocosos para Q-slope

Basada en la misma técnica de calificación para con los anteriores sistemas de clasificaciones geomecánicas, se completan las tablas Q-slope 4.10, 4.11 y 4.12 para los 19 puntos (MG) de afloramientos de macizo.

Tabla 4.10 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-slope).

ÍNDICE Q-SLOPE										
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG1	MG2	MG3	MG13	MG14	MG15	MG16	MG17
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 - 25								
	Mala	25 - 50								
	Media	50 - 75	52.5							
	Buena	75 - 90		78.7						
	Excelente	90 - 100			100	100	100	100	100	100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1								
	1 familia de discontinuidad	2								
	1 familia y algunas aleatorias	3								
	2 familias de discontinuidades	4								
	2 familias y algunas aleatorias	6								
	3 familias de diaclasas	9								
	3 familias y algunas aleatorias	12								
	4 o más familias de discontinuidades	15								
	Roca triturada	20								
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4								
	Rugosas o irregulares, onduladas	3								
	Lisas, onduladas	2								
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5								
	Rugosas o irregulares, planas	1.5								
	Lisas, planas	1.0								
	Perfectamente lisas, planas	0.5								
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada	0.75								
	Planos de discontinuidad inalterados	1								
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2								
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3								
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4								
	Partículas arenosas, libre de arcilla	4								
	Fuertemente sobreconsolidados, minerales arcillosos no blandos	6								

	Sobreconsolidación media a baja, minerales arcillosos blandos	8											
	Rellenos de arcillas expansivas	8 – 12											
5. Factor de orientación (Fo)	Muy favorable	2											
	Algo favorable	1											
	No favorable	0.75											
	No muy favorable	0.50											
	Causando un fallo si no hay soporte	0.25											
6. Ambiente y condiciones geológicas (Jwice)		Desierto	Húmedo	Tropical	Hielo								
	Estructura estable, roca competente	1	0.7	0.5	0.9								
	Estructura estable, roca incompetente	0.7	0.6	0.3	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	Estructura inestable, roca competente	0.8	0.5	0.1	0.3								
	Estructura inestable, roca incompetente	0.5	0.3	0.05	0.2								
7. SRFa	Ligero aflojamiento por la localización de la superficie	2.5											
	Bloques sueltos, señales de grietas de tensión y discontinuidades de cizalla	5											
	Similar a la anterior pero fuerte susceptibilidad a efectos de alteración	10											
	Talud en un estado avanzado de erosión y pérdida por erosión del agua	15											
	Talud residual con material transportado de deslizamientos	20											
TOTAL Q-slope						5.60	4.20	3.00	128.00	128.00	64.00	64.00	32.00

La calidad del macizo rocoso se calificará y definirá por medio del resultado de todas las puntuaciones otorgadas a cada parámetro del sistema Q-slope.

Tabla 4.11 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-slope).

ÍNDICE Q-SLOPE										
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG18	MG20	MG21	MG22	MG23	MG24	MG27	MG28
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 - 25			22.6					
	Mala	25 - 50					39.1			
	Media	50 - 75	72.1					58.9	70	
	Buena	75 - 90		91.9						
	Excelente	90 - 100				100				100
2. Índice de diaclasado (Jn)	Roca masiva	0.5 - 1								
	1 familia de discontinuidad	2								
	1 familia y algunas aleatorias	3								
	2 familias de discontinuidades	4								
	2 familias y algunas aleatorias	6								
	3 familias de diaclasas	9								
	3 familias y algunas aleatorias	12								
	4 o más familias de discontinuidades	15								
	Roca triturada	20								
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4								
	Rugosas o irregulares, onduladas	3								
	Lisas, onduladas	2								
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5								

	Rugosas o irregulares, planas	1.5											
	Lisas, planas	1.0											
	Perfectamente lisas, planas	0.5											
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada	0.75											
	Planos de discontinuidad inalterados	1											
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2											
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3											
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4											
	Partículas arenosas, libre de arcilla	4											
	Fuertemente sobreconsolidados, minerales arcillosos no blandos	6											
	Sobreconsolidación media a baja, minerales arcillosos blandos	8											
	Rellenos de arcillas expansivas	8 – 12											
	5. Factor de orientación (Fo)	Muy favorable	2										
Algo favorable		1											
No favorable		0.75											
No muy favorable		0.50											
Causando un fallo si no hay soporte		0.25											
6. Ambiente y condiciones geológicas (Jwice)		Desierto	Húmedo	Tropical	Hielo								
	Estructura estable, roca competente	1	0.7	0.5	0.9							0.7	0.7
	Estructura estable, roca incompetente	0.7	0.6	0.3	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6		
	Estructura inestable, roca competente	0.8	0.5	0.1	0.3								
	Estructura inestable, roca incompetente	0.5	0.3	0.05	0.2								
7. SRFa	Ligero aflojamiento por la localización de la superficie			2.5									
	Bloques sueltos, señales de grietas de tensión y discontinuidades de cizalla			5									
	Similar a la anterior pero fuerte susceptibilidad a efectos de alteración			10									
	Talud en un estado avanzado de erosión y pérdida por erosión del agua			15									
	Talud residual con material transportado de deslizamientos			20									
TOTAL Q-slope						7.69	9.80	1.08	96.00	4.17	2.36	3.27	37.33

La calidad del macizo rocoso se calificará y definirá por medio del resultado de todas las puntuaciones otorgadas a cada parámetro del sistema Q-slope.

Tabla 4.12 Puntuación otorgada a caracterización de macizos rocosos (Q-slope).

ÍNDICE Q-SLOPE					
PARÁMETROS	CARACTERÍSTICAS	PUNTAJE	MG31	MG32	MG37
1. Calidad del testigo RQD (%)	Muy mala	0 - 25			
	Mala	25 - 50			
	Media	50 - 75			
	Buena	75 - 90			
	Excelente	90 - 100	100	100	100
2. Índice de	Roca masiva	0.5 - 1			

diaclasado (Jn)	1 familia de discontinuidad	2						
	1 familia y algunas aleatorias	3						
	2 familias de discontinuidades	4						
	2 familias y algunas aleatorias	6						
	3 familias de diaclasas	9						
	3 familias y algunas aleatorias	12						
	4 o más familias de discontinuidades	15						
	Roca triturada	20						
3. Índice de rugosidad (Jr)	Discontinuas	4						
	Rugosas o irregulares, onduladas	3						
	Lisas, onduladas	2						
	Perfectamente lisas, onduladas	1.5						
	Rugosas o irregulares, planas	1.5						
	Lisas, planas	1.0						
	Perfectamente lisas, planas	0.5						
4. Índice de alteración (Ja)	Discontinuidad cerrada	0.75						
	Planos de discontinuidad inalterados	1						
	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Minerales no reblandecibles	2						
	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas	3						
	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción	4						
	Partículas arenosas, libre de arcilla	4						
	Fuertemente sobreconsolidados, minerales arcillosos no blandos	6						
	Sobreconsolidación media a baja, minerales arcillosos blandos	8						
	Rellenos de arcillas expansivas	8 – 12						
5. Factor de orientación (Fo)	Muy favorable	2						
	Algo favorable	1						
	No favorable	0.75						
	No muy favorable	0.50						
	Causando un fallo si no hay soporte	0.25						
6. Ambiente y condiciones geológicas (Jwice)		Desierto	Húmedo	Tropical	Hielo			
	Estructura estable, roca competente	1	0.7	0.5	0.9	0.7	0.7	0.7
	Estructura estable, roca incompetente	0.7	0.6	0.3	0.5			
	Estructura inestable, roca competente	0.8	0.5	0.1	0.3			
	Estructura inestable, roca incompetente	0.5	0.3	0.05	0.2			
7. SRFa	Ligero aflojamiento por la localización de la superficie				2.5			
	Bloques sueltos, señales de grietas de tensión y discontinuidades de cizalla				5			
	Similar a la anterior pero fuerte susceptibilidad a efectos de alteración				10			
	Talud en un estado avanzado de erosión y pérdida por erosión del agua				15			
	Talud residual con material transportado de deslizamientos				20			
TOTAL Q-slope						99.56	49.78	9.33

La calidad del macizo rocoso se calificará y definirá por medio del resultado de todas las puntuaciones otorgadas a cada parámetro del sistema Q-slope.

4.2.6 Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica Q-slope

Las puntuaciones asignadas a cada uno de los parámetros geomecánicos se reemplazan en la ecuación 5 correspondiente al índice Q-slope explicado en la metodología 3.4, de tal manera que el valor definirá la calidad del macizo rocoso. (Tabla 4.13).

Tabla 4.13 Clasificación final de Q-slope.

Nº Afloramiento	índice Q-slope	Calidad
MG1	5.60	Media
MG2	4.20	Media
MG3	3.00	Mala
MG13	128.00	Extremadamente Buena
MG14	128.00	Extremadamente Buena
MG15	64.00	Muy Buena
MG16	64.00	Muy Buena
MG17	32.00	Buena
MG18	7.69	Media
MG20	9.80	Media
MG21	1.08	Muy Mala
MG22	96.00	Muy Buena
MG23	4.17	Media
MG24	2.36	Mala
MG27	3.27	Mala
MG28	37.33	Buena
MG31	99.56	Muy Buena
MG32	49.78	Muy Buena
MG37	9.33	Media

Por medio de los valores del Índice Q-slope se calculó el ángulo de estabilidad cuyo rango comprendido entre 35° y 85° certifica si cierto talud o ladera presenta inestabilidad o no requiere de reforzamiento ni medidas de control para la reducción de amenazas y riesgos. El ángulo de estabilidad se cumple para taludes con alturas inferiores a 30 metros y se obtiene mediante la ecuación 6.

En la tabla 4.14 se presentan los ángulos de estabilidad de cada afloramiento analizado junto con la calidad del macizo rocoso.

Tabla 4.14 Ángulo de estabilidad obtenido mediante índice Q-slope.

Nº Afloramiento	índice Q-slope	Ángulo de estabilidad β (°)
MG1	5.60	79.96
MG2	4.20	77.46
MG3	3.00	74.54

MG13	128.00	107.14
MG14	128.00	107.14
MG15	64.00	101.12
MG16	64.00	101.12
MG17	32.00	95.10
MG18	7.69	82.72
MG20	9.80	84.82
MG21	1.08	65.67
MG22	96.00	104.65
MG23	4.17	77.40
MG24	2.36	75.26
MG27	3.27	75.29
MG28	37.33	96.44
MG31	99.56	104.96
MG32	49.78	98.94
MG37	9.33	84.40

Es importante recalcar que, dentro de la zona de estudio, no se han realizado excavaciones ni construcciones ingenieriles hasta el momento por lo que la presencia de taludes es enteramente supuesta. Los sitios de afloramiento donde se realizaron las distintas clasificaciones geomecánicas y recolección de muestras de macizo rocoso fueron principalmente en quebradas.

Los cortes de talud que se planean edificar para la construcción del canal de conducción y en base al trazado en AutoCad, proporcionados Hidroequinoccio EP, presentan un ángulo de inclinación de 63°, por lo que este ángulo será permanente para todos los buzamientos de los taludes. Por lo tanto, si el plan de construcción se mantiene con ese ángulo de buzamiento, los taludes se encontrarán dentro del rango de estabilidad considerado por el sistema Q-slope (35°-85°) y la necesidad de colocar soportes sería nula. El cálculo del ángulo de estabilidad proporciona una estimación inicial de la estabilidad del talud a bajo coste y de una manera sencilla y rápida.

Caso contrario, si al momento de la construcción del canal de conducción, el ángulo de buzamiento del corte del talud se altera o se cambia, se deberá comprobar que éste cumpla con la condición de ser un ángulo de estabilidad (β) y verificar si los cambios son sumamente significativos como para reestructurar todos los procesos realizados en este presente estudio.

A continuación, se muestra la tabla 4.15 en la cual se busca comparar los resultados de las calidades del macizo rocoso adquiridos en las clasificaciones geomecánicas RMR, Q-system y Q-slope, de tal modo que se pueda verificar si existe una correlación o una variación significativa entre dichas calidades.

Tabla 4.15 Correlación entre los sistemas RMR, Q-system y Q-slope.

Nº Afloramiento	Calidad RMR	Calidad Q-system	Calidad Q-slope
MG1	Buena	Media	Media
MG2	Muy Buena	Media	Media
MG3	Muy Buena	Mala	Mala
MG13	Muy Buena	Muy Buena	Extremadamente Buena
MG14	Muy Buena	Muy Buena	Extremadamente Buena
MG15	Buena	Muy Buena	Muy Buena
MG16	Muy Buena	Buena	Muy Buena
MG17	Muy Buena	Buena	Buena
MG18	Buena	Media	Media
MG20	Buena	Media	Media
MG21	Media	Muy Mala	Muy Mala
MG22	Buena	Extremadamente Buena	Muy Buena
MG23	Media	Mala	Media
MG24	Buena	Mala	Mala
MG27	Buena	Mala	Mala
MG28	Muy Buena	Buena	Buena
MG31	Muy Buena	Buena	Muy Buena
MG32	Muy Buena	Buena	Muy Buena
MG37	Muy Buena	Buena	Media

Se puede apreciar que los índices Q-system y Q-slope guardan una estrecha similitud, más de la mitad obtuvieron las mismas asignaciones de calidades y los restantes poseen una variación relativamente sutil puesto que su diferencia se concentra entre los niveles de calidad inferior o superior consecutivos con respecto a la calidad que se tome como base; por ejemplo para el afloramiento MG37, la calidad Q-system es buena y la calidad Q-slope es media, su desfase es de sólo un nivel lo que podría deberse a la puntuación concedida a los distintos parámetros geomecánicos como es en el factor de orientación (Fo). Este factor es un parámetro extra en tabla del índice Q-slope que no consta en la calificación del Q-system y se basa en si las orientaciones de discontinuidades favorecen al sostenimiento del talud o desfavorecen estimulando a la caída del mismo.

Además, ambos índices Q difieren por sus parámetros cuyo cociente está relacionado al estado tensional, es decir, el índice Q-system posee un factor reductor por presencia de agua (J_w) el cual se modifica en el índice Q-slope (J_{wice}) siendo un estimador de las condiciones geológicas y del ambiente como los efectos de formación de hielo y de la erosión por lluvias tropicales. Por otra parte, el SRF considerado para evaluar las tensiones existentes en la superficie del macizo rocoso otorga al índice Q-slope nuevas categorías, menos profundas, originadas por la condición física de la superficie: meteorización y erosión.

El índice RMR básico en su mayoría coincide o tiene relación coherente con los dos índices Q, sin embargo, se puede observar la existencia de un contraste significativo en algunos afloramientos como, por ejemplo, en el punto MG3 donde la calidad del RMR se presenta como muy buena y en los índices Q es de mala, esto se debe a que pudo sobreestimarse las características geotécnicas del macizo rocoso brindando valores relativamente altos en el RMR. Los criterios de valoración de la clasificación RMR son distintos a los otros dos índices y son más enfocados a observaciones visuales generales del estado de las discontinuidades y del ambiente. Además, no considera el estado tensional del macizo por medio del parámetro SRF.

La finalidad de las clasificaciones geomecánicas es asignar una calidad al macizo rocoso y con ella las características geotécnicas que le corresponden; el objetivo es establecer el posible comportamiento frente a las construcciones de ingeniería civil. Los afloramientos que presentan calidades Extremadamente Buena, Muy Buena y Buena indicarán que el macizo rocoso es duro o macizo, poco fracturado, sin aberturas ni rellenos y poco meteorizado o alterado, por lo que presentará menos dificultades frente a su estabilidad y resistencia y permitirá la excavación de taludes con altas pendientes de tal manera que no se precisará de medidas de estabilización ni soportes. Para las calidades Media, Mala y Muy Mala se tiene un macizo rocoso muy meteorizado y fracturado cuyas aberturas pueden contener rellenos, los cuales debilitan la estructura de la roca y causan la desestabilización del afloramiento; tales calidades presentarían inconvenientes al momento de una construcción ingenieril por lo que su reforzamiento es indispensable.

Generalmente, las clasificaciones altas corresponden a rocas volcanosedimentarias y meta-areniscas propias de la zona de estudio mientras que las clasificaciones bajas se conceden a afloramientos de pizarras muy discontinuas o a macizos extremadamente meteorizados.

4.2.7 Resultados obtenidos de la clasificación geomecánica GSI

El índice geológico de resistencia asignado para cada uno de los afloramientos de macizos rocosos establecidos, se muestran en la tabla 4.16.

Tabla 4.16 Clasificación final de GSI.

Nº Afloramiento	Estructura	Valor GSI	Calidad GSI
MG1	Roca muy fracturada	45	Media
MG2	Roca muy fracturada	40	Media
MG3	Roca fracturada	50	Media
MG13	Roca fracturada	65	Buena
MG14	Roca fracturada	67	Buena

MG15	Roca fracturada	63	Buena
MG16	Roca fracturada	73	Buena
MG17	Roca muy fracturada	40	Media
MG18	Roca muy fracturada	44	Media
MG20	Roca fracturada, plegada	37	Media
MG21	Roca fracturada, plegada	29	Mala
MG22	Roca fracturada	69	Buena
MG23	Roca fracturada, plegada	42	Buena
MG24	Roca fracturada, plegada	35	Media
MG27	Roca fracturada, plegada	42	Buena
MG28	Roca fracturada	69	Buena
MG31	Roca fracturada	60	Buena
MG32	Roca fracturada	64	Buena
MG37	Roca fracturada	65	Buena

Las estimaciones cualitativas del GSI otorgadas a los 19 afloramientos son comparativamente cercanas a las designaciones de calidad de las anteriores clasificaciones geomecánicas, especialmente a la calidad de los índices Q, con la que más de la mayoría de los afloramientos comparten una similitud o valoración dentro del mismo rango.

Para los afloramientos dispuestos en la tabla 4.16, que revelan condiciones o calidad de la superficie Buena se les caracterizó como una estructura de macizo rocoso débilmente alterada y formada hasta por 3 familias de discontinuidades que no presentan aberturas ni rellenos entre ellas. Todos estos sitios corresponden a afloramientos de roca volcanosedimentaria, a excepción de MG23 y MG27 cuyos afloramientos son de pizarras y por ello se nominó una estructura fracturada y plegada con condiciones de superficies Buena; sin embargo, su calificación de superficie pudo haber sido más conservadora, de tal manera que su calidad se asemeje a las calificaciones del sistema Q y se adapte mejor a las condiciones naturales. Para los sitios con calidad Media se les determinó como una estructura de macizo rocoso moderadamente alterado, con más de 3 familias de discontinuidades, aberturas muy compactas y sin presencia de relleno, llegan a presenciarse planos de estratificación. Los sitios MG18, G20 y MG24 corresponden a afloramientos de pizarras. En el caso del sitio MG21 cuyo material es también pizarra, se asignó calidad GSI Mala debido a que la roca estaba triturada y fuertemente alterada.

Es importante mencionar que las estimaciones del GSI son subjetivas por lo que no siempre coinciden con las condiciones reales y el comportamiento del macizo rocoso al depender de las direcciones de los esfuerzos aplicados provoca que el sistema GSI no sea muy aplicable a afloramientos de macizos rocosos en los que existe una orientación estructural definida o una inestabilidad gravitatoria estructuralmente dependiente (Hoek,

E., et al., 2013), como sucede en los afloramientos de pizarras. La comparación y sustento del GSI en base a las demás clasificaciones geomecánicas resultan en una mejor correlación y contraste de resultados.

Los resultados GSI serán usados en la plataforma del software RocData 3.0 para el cálculo de las constantes elásticas de los taludes a considerarse.

4.3 Resultados de la Investigación de Laboratorio

4.3.1 Resultados del Ensayo de Clasificación de Suelos (SUCS)

Se presentan 7 muestras de suelo para la realización del ensayo SUCS, mismo que consiste en un análisis granulométrico conjuntamente con los límites de Atterberg. La explicación del ensayo se encuentra detallado dentro de la metodología 3.6.1. En la tabla 4.17 se exponen las 7 muestras cuyo estudio sobre su composición granulométrica dio como resultados la designación del símbolo del grupo con sus características respectivas. El tipo de suelo en el presente trabajo está compuesto en un 57.14% por suelos tipo SM (arenas limosas no plásticas), 28.57% por suelos tipo ML (limo inorgánico, arenas finas limosas con presencia de baja plasticidad) y 14.28% por suelos tipo MH (suelos limosos con muy alta plasticidad).

Tabla 4.17 Resultados obtenidos del ensayo de Granulometría.

N° Muestra	Coordenadas		Partículas de grano grueso (%)	Partículas de grano fino (%)	Tipo	
					Símbolo	Nombre
SMG07	748898	10029697	69.19	30.81	SM	Arena limosa
SMG29	749443	10031336	54.63	45.37	SM	Arena limosa
SMG30	749489	10031285	14.47	85.53	ML	Limo arenoso
SMG33	749538	10030804	22.37	77.63	ML	Limo arenoso
SMG35	749362	10031892	62.16	37.84	SM	Arena limosa
SMG36	749370	10031858	52.44	47.56	SM	Arena limosa
SMG38	748655	10029439	34.92	65.08	MH	Suelo limoso

En las mismas muestras se llevó a cabo el ensayo de los Límites de Atterberg: límite líquido y límite plástico, como se muestra en la tabla 4.18.

Tabla 4.18 Resultados del ensayo de Límites de Atterberg.

N° Muestra	Coordenadas		Tipo	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)
SMG07	748898	10029697	Arena limosa	25.89	NP	NP	NP
SMG29	749443	10031336	Arena limosa	30.46	NP	NP	NP
SMG30	749489	10031285	Limo arenoso	87.77	NP	NP	NP
SMG33	749538	10030804	Limo arenoso	30.23	38.19	44.55	6.36
SMG35	749362	10031892	Arena limosa	30.07	NP	NP	NP

SMG36	749370	10031858	Arena limosa	27.88	NP	NP	NP
SMG38	748655	10029439	Suelo limoso	109.77	66.86	87.49	20.63

*NP No posee

Se puede distinguir que 5 de los 7 suelos con contenido arenoso no presentan límite plástico ni líquido por lo que son suelos del tipo no cohesivo y, por lo tanto, su capacidad de resistencia al corte es muy baja y en ambientes secos tenderán a desmenuzarse ocasionando derrumbes.

Los suelos restantes son suelos cohesivos y para un mayor análisis se calculó el índice de plasticidad (IP) que corresponde a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico; y representa el intervalo de humedades que se debe pasar para ir del estado semisólido al semilíquido. (González de Vallejo, L., et al., 2002). Tomando el valor IP=6.36% de la muestra SMG33 se interpreta que, al ser un valor muy bajo, requiere de poca cantidad de humedad para cambiar de estados; mientras que el valor IP=20.63% de la muestra SMG38 significará que requerirá de una mayor cantidad de agua para pasar del estado semisólido al semilíquido.

4.3.2 Resultados del Ensayo Próctor Modificado

En la tabla 4.19 se presentan las mismas muestras anteriores, con los valores de densidad seca máx. (g/cm^3) y humedad óptima (%) que sirven para conocer el grado de compactación en el que se obtiene la máxima densidad seca de los suelos por unidad de volumen a una humedad óptima específica. El detalle de su procedimiento se encuentra en la sección 3.6.2. La finalidad de este ensayo es averiguar la resistencia de los suelos a la que estaban expuestos en las condiciones naturales y analizar su comportamiento frente al paso y cargas de la maquinaria al momento de construir el canal de conducción.

Tabla 4.19 Resultados del ensayo Próctor Modificado.

Nº Muestra	Coordenadas		Tipo	Densidad seca máx. (g/cm^3)	Humedad Óptima (%)
SMG07	748898	10029697	Arena limosa	1.148	43.71
SMG29	749443	10031336	Arena limosa	1.182	36.72
SMG30	749489	10031285	Limo arenoso	1.141	39.61
SMG33	749538	10030804	Limo arenoso	1.652	22.01
SMG35	749362	10031892	Arena limosa	1.676	14.72
SMG36	749370	10031858	Arena limosa	1.630	18.69
SMG38	748655	10029439	Suelo limoso	1.021	51.33

4.3.3 Resultados del Ensayo Corte Directo

En la tabla 4.20 se exhiben los valores del ángulo de resistencia al corte y cohesión de las 7 muestras de suelo. Sus resultados demuestran las propiedades geotécnicas de los

suelos como su capacidad de resistencia al esfuerzo cortante. En la metodología 3.6.3 se puede observar su explicación.

Tabla 4.20 Resultados del ensayo Corte Directo en suelos.

Nº Muestra	Coordenadas		Tipo	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
SMG07	748898	10029697	Arena limosa	0.26	25.64
SMG29	749443	10031336	Arena limosa	0.25	19.29
SMG30	749489	10031285	Limo arenoso	0.30	19.29
SMG33	749538	10030804	Limo arenoso	0.25	43.23
SMG35	749362	10031892	Arena limosa	0.2	36.87
SMG36	749370	10031858	Arena limosa	0.12	34.22
SMG38	748655	10029439	Suelo limoso	0.08	14.04

4.3.4 Resultados del Ensayo Triaxial UU en suelos

En la tabla 4.21 se presentan 3 de las 7 muestras ensayadas anteriormente, su elección se basó en la distribución de las muestras de suelos dentro del área de estudio; para mejor entendimiento se puede observar el punto 3.6.4 dentro de la metodología. Los valores obtenidos de cohesión y ángulo de resistencia al corte resultan ser más confiables debido a su método de ensayo.

Tabla 4.21 Resultados del ensayo Triaxial UU en suelos.

Nº Muestra	Coordenadas		Tipo	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
SMG07	748898	10029697	Arena limosa	0.26	25.41
SMG33	749538	10030804	Limo arenoso	0.30	40.03
SMG35	749362	10031892	Arena limosa	0.22	37.23

Los valores de estos parámetros de resistencia son muy aproximados a los valores del ensayo de Corte Directo por lo que se presenta un margen de error bastante bajo.

4.3.5 Resultados del Ensayo Resistencia a la Compresión Simple

En las tablas 4.22 y 4.23 se muestran las características físicas y los valores de 9 probetas cúbicas ensayadas. Su ilustración se explica en la metodología 3.6.5. Los resultados de RCS serán insertados en una base de datos para la ejecución del software RocData 3.0.

Tabla 4.22 Descripción de las muestras del ensayo RCS.

Nº Muestra	Coordenadas		Material	Color	Ancho (cm)	Largo (cm)	Altura (cm)	Peso (g)	Peso unitario (g/cm ³)
RMG01	749505	10033074	Volcanosedi.	gris claro	5.35	5.19	5.43	434.10	2.88
RMG06	748922	10029606	Volcanosedi.	gris verdoso	4.86	4.90	4.89	337.60	2.91
RMG11	749635	10032500	Volcanosedi.	gris claro	6.66	6.96	6.67	995.00	3.22

RMG13	749553	10031566	Volcanosedi.	gris verdoso	9.01	8.80	8.85	1916.30	2.73
RMG14	749434	10029860	Volcanosedi.	gris claro	5.37	5.40	5.35	428.30	2.77
RMG15	749399	10029628	Volcanosedi.	gris verdoso	4.53	4.60	4.67	255.20	2.62
RMG19	747902	10028766	Meta arenisca	gris claro	4.55	–	6.55	293.50	2.76
RMG24	747908	10027597	Pizarras	gris oscuro	2.85	2.93	2.92	62.60	2.58
RMG25	747896	10027651	Pizarras	gris oscuro	3.75	3.70	3.79	131.40	2.50
RMG26	747880	10027764	Meta arenisca	gris azulado	3.02	3.28	3.31	102.10	3.13

Tabla 4.23 Resultados de los valores de carga y de resistencia a la compresión uniaxial cúbica (RCS).

Nº Muestra	Carga (kN)	Carga (T)	Resistencia Compresión Uniaxial Cúbica (kg/cm ²)	Resistencia Compresión Uniaxial Cúbica (MPa)
RMG01	225.6	23.00	830.09	81.40
RMG06	143.8	14.66	616.39	60.44
RMG11	436.3	44.49	960.49	94.19
RMG13	462.4	47.15	594.69	58.31
RMG14	325.6	33.20	1147.11	112.49
RMG15	36.3	3.70	177.64	17.42
RMG19	131.46	13.40	786.71	77.14
RMG24	11.58	1.18	141.90	13.91
RMG25	54.83	5.59	402.96	39.51
RMG26	164.3	16.75	1696.76	166.39

4.3.6 Resultados del Ensayo Carga Puntual

La tabla 4.24 consta de 13 muestras de roca, las cuales pertenecen a los afloramientos evaluados en las clasificaciones geomecánicas o a sitios relativamente cercanos a ellos, esto debido a que en varios de los sitios originales se presentó cierta dificultad al momento de extraer las muestras de macizo rocoso y con las medidas necesarias requeridas para cumplir con el ensayo. Por lo tanto, se procedió a realizar una correlación razonable y acorde entre la ubicación y extracción de las muestras y de los sitios de evaluación de macizo rocoso para asignar un valor de resistencia a la matriz rocosa en la clasificación RMR.

La descripción denotativa sobre la obtención de muestras y de la serie de procedimientos para realizar este ensayo, se encuentra descrita en la sección 3.6.6 dentro de la metodología.

Tabla 4.24 Dimensiones e índices de carga puntual de cada muestra.

Nº Muestra	Coordenadas		Material	Alto D (cm)	Ancho W (cm)	Carga "P" (kg)	De (mm)	Is (kg/cm ²)
RMG01	749505	10033074	Volcanosedimento	37.0	36.7	3029.5	41.6	175.5
RMG06	748922	10029606	Volcanosedimento	36.1	55.8	1949.5	50.6	76.1
RMG13	749553	10031566	Volcanosedimento	45.9	46.0	3245.9	51.8	120.9
RMG14	749434	10029860	Volcanosedimento	42.5	44.6	1731.1	49.1	71.8
RMG15	749399	10029628	Volcanosedimento	40.2	46.8	1298.3	48.9	54.2

RMG18	748569	10028194	Pizarras	41.8	45.7	577.0	49.3	23.7
RMG19	747902	10028766	Meta-arenisca	39.1	38.0	2308.2	43.5	122.0
RMG20	747890	10027670	Pizarras	26.8	45.9	721.3	39.6	46.1
RMG24	747908	10027597	Pizarras	32.3	46.2	504.9	43.6	26.6
RMG25	747896	10027651	Pizarras	53.4	32.8	360.7	47.2	16.2
RMG26	747880	10027764	Meta-arenisca	37.0	36.5	1731.1	41.5	100.7
RMG27	749562	10032361	Meta arenisca	46.9	40.8	2236.0	49.3	91.9
RMG37	749347	10031865	Volcanosedimento	37.9	37.1	2668.9	42.3	149.1

En la tabla 4.25 se muestran los resultados obtenidos al aplicar el factor de corrección (F) a cada índice de carga puntual (Is).

Tabla 4.25 Resultados del índice de carga puntual corregido (Is₅₀).

Nº Muestra	F	Is ₅₀ (kg/cm ²)	Is ₅₀ (Mpa)
RMG01	0.920	161.4	15.82
RMG06	1.005	76.5	7.50
RMG13	1.016	122.8	12.04
RMG14	0.992	71.2	6.98
RMG15	0.990	53.7	5.26
RMG18	0.994	23.6	2.31
RMG19	0.939	114.6	11.23
RMG20	0.900	41.5	4.06
RMG24	0.940	25.0	2.45
RMG25	0.974	15.8	1.54
RMG26	0.919	92.5	9.07
RMG27	0.993	91.3	8.95
RMG37	0.927	138.3	13.56

4.3.7 Resultados del Ensayo Triaxial UU S/Sat en roca

En la tabla 4.26 se muestran 3 muestras de roca representativas de la litología de la zona de estudio, con los valores de las propiedades resistentes: cohesión y ángulo de resistencia al corte. Su procedimiento se encuentra explicado en la metodología 3.6.7.

Tabla 4.26 Resultados del ensayo Triaxial UU en roca.

Nº Muestra	Coordenadas		Material	c (Mpa)	φ (°)
RMG03	749570	10032460	Volcanosedimento	10.05	46.40
RMG08	749011	10030125	Volcanosedimento	21.00	39.01
RMG19	747902	10028766	Meta-arenisca	29.80	41.35

4.4 Evaluación de los Mecanismos de Rotura en roca

Las roturas de taludes en suelo al no necesitar de mediciones estructurales para comprobar su rompimiento, no requirió un seguimiento de condiciones a cumplirse como en el caso de las roturas de taludes en roca; por lo tanto, el análisis del comportamiento

de los suelos frente a una posible rotura por aplicación de esfuerzos estará más enfatizada en los modelamientos de los softwares Phase2 y Slide.

Para realizar el análisis de rotura es primordial definir las familias principales de discontinuidades con las que se van a comparar cada uno de los 95 segmentos, mismos que representarán las orientaciones de los taludes. Los 3 juegos principales de discontinuidad, que fueron anteriormente detallados, son:

Familia I: N43 / 90SE

Familia II: N343 / 80NE

Familia III: N104 / 46SW

Por consiguiente, se ejecutó dicho análisis de las distintas condiciones o circunstancias que se deben cumplir para que se produzca una rotura de talud en roca ya sea de tipo plana, en cuña, por vuelco, curva y por pandeo, siendo las dos últimas inexistentes en la zona de estudio debido a que las condiciones requeridas para su ejecución no se cumplieron.

La rotura curva no se evidencia debido a que los macizos rocosos de todos los afloramientos encontrados presentan un comportamiento competente; si bien existe un grado de alteración ligero en la roca, no la sentencia a presentar un comportamiento blando, al contrario, la calidad de la roca como se ha mencionado anteriormente dentro de este capítulo, es muy buena y con una alta capacidad de resistencia a la erosión y a la deformabilidad por esfuerzos. Inclusive las pizarras que al adquirir una calidad de roca media a mala y presentar un grado de cizallamiento y fracturación moderado, no llegan a comportarse de forma dúctil como el de un suelo por lo que no se produciría una rotura curva. Por otra parte, para la rotura por pandeo, se tiene que los estratos de macizos rocosos no presentan un buzamiento igual al de su talud, razón por la cual no se dispara la rotura.

4.4.1 Análisis de Rotura Plana

Para la demostración de la rotura plana se establecieron las siguientes condiciones:

- El buzamiento de los 95 segmentos o planos de los taludes (ψ) debe ser mayor que el buzamiento de la discontinuidad (α); la misma que será representada por las familias I, II y III.
- El buzamiento de cada familia de discontinuidad (α) debe ser mayor que su ángulo de resistencia al corte (φ), el cual es obtenido por medio de la tabla 4.26,

perteneciente al ensayo triaxial en roca y correlacionado según la ubicación y tipo de roca encontrados a lo largo del trazado.

- El rumbo del plano de discontinuidad y el rumbo del plano del segmento de talud deben ser paralelos o casi paralelos entre sí, teniendo una desviación máxima de 20°. (Wyllie, D. C., Mah, C. W., 2004).

En base a estos procedimientos, se obtuvieron 3 tablas totales, cada una considerando una familia de discontinuidad en específico a compararse con los 95 segmentos de taludes. Estas tablas de demostración estarán ubicadas en la parte de anexos para su mejor entendimiento.

En la tabla 4.27 se muestran 10 de los 95 segmentos de taludes en los que ocurre la rotura plana.

Tabla 4.27 Rotura plana de los planos de taludes con respecto al plano de la familia III.

N° Segmentos de Taludes	Familia Rotura Plana	Abcisas		Talud Rumbo y Buzamiento	Condición $\psi > \alpha$			Condición $\alpha > \varphi$		$\psi > \alpha > \varphi$	Estéreo grama +/- 20°	Rotura Ocurre
					ψ	α	$\psi > \alpha$	φ	$\alpha > \varphi$			
19	FIII	1+240	1+320	N99/63	63	46	SI	41.33	SI	SI	SI	Plana
33	FIII	2+145	2+170	N114/63	63	46	SI	41.33	SI	SI	SI	Plana
34	FIII	2+170	2+200	N92/63	63	46	SI	41.33	SI	SI	SI	Plana
39	FIII	2+350	2+380	N89/63	63	46	SI	41.33	SI	SI	SI	Plana
44	FIII	2+570	2+660	N103/63	63	46	SI	41.33	SI	SI	SI	Plana
51	FIII	2+965	3+000	N95/63	63	46	SI	39.01	SI	SI	SI	Plana
52	FIII	3+000	3+150	N112/63	63	46	SI	39.01	SI	SI	SI	Plana
72	FIII	4+260	4+325	N93/63	63	46	SI	39.01	SI	SI	SI	Plana
73	FIII	4+325	4+370	N103/63	63	46	SI	39.01	SI	SI	SI	Plana
77	FIII	4+590	4+640	N98/63	63	46	SI	39.01	SI	SI	SI	Plana

La familia III (N104 / 46SW) señalada como la orientación de la estratificación demuestra la ocurrencia de rotura plana gracias a que este plano buza a favor del talud, con un ángulo de buzamiento menor y posee la misma dirección que éste.

La familia I (N43 / 90SE) y II (N343 / 80NE) no cumplen con las condiciones de rotura plana al presentar un buzamiento mayor que el buzamiento del corte de talud, por lo que en su análisis no se presentó ningún segmento de talud favorable.

En la figura 4.3 se presenta un ejemplo de proyección estereográfica equiareal mediante la utilización de la red de Schmidt. Gracias a esta representación se pueden observar las orientaciones de los planos de discontinuidad y de la estratificación; y el plano del talud a considerarse, en este caso, el segmento N°33: 2+145-2+170. La apreciación de la rotura

plana se da entre el plano del talud con la familia III (3m), cuyo ángulo de desviación entre ambos planos no sobrepasa los 20°.

Los planos de discontinuidades se simbolizan como 1m (verde claro) y 2m (marrón oscuro), considerándose como las familias I y II, respectivamente. Mientras que el plano de estratificación 3m (celeste) está representada la familia III y el plano del talud (fucsia) con el número 1.

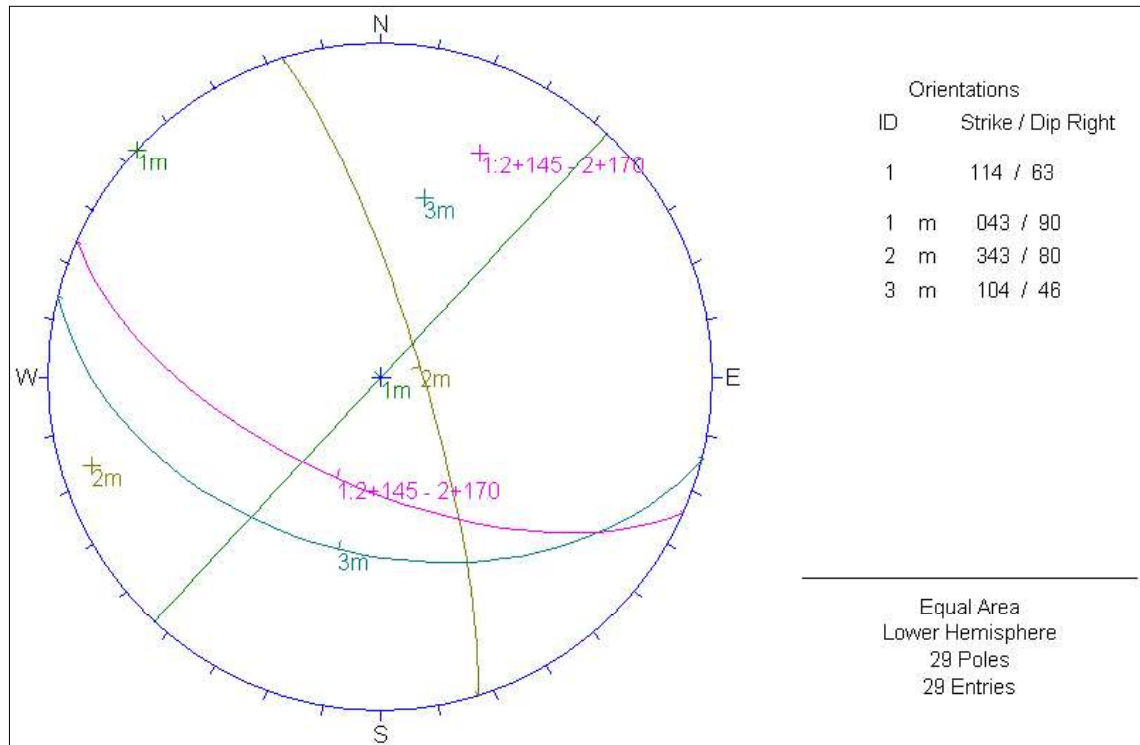


Figura 4.3 Representación estereográfica de la familia III y el plano de un talud en una rotura plana.

En el anexo III se muestran todas las proyecciones estereográficas donde se podrán examinar las orientaciones de cada uno los 95 segmentos de taludes con respecto a las 3 principales familias de discontinuidades, así como, los posibles mecanismos de rotura.

4.4.2 Análisis de Rotura en Cuña

Para la demostración de la rotura en cuña se establecieron las siguientes condiciones:

- El buzamiento de los 95 segmentos de taludes (ψ) debe ser mayor que el buzamiento de la línea de intersección formada entre dos discontinuidades (α), mismas que deben aflorar en la superficie del talud. Esta línea de intersección será la combinación de las familias I-II, I-III y II-III.
- El buzamiento de la línea de intersección (α) debe ser mayor que su ángulo de resistencia al corte (φ).

De la misma manera en la que se procedió el análisis de la rotura plana, se establecieron las 3 tablas con las posibles combinaciones de familias I-II, I-III y II-III. Estas tablas se muestran en la parte de anexos para su respectiva observación.

En la tabla 4.28 se exhiben 24 de los 95 segmentos de taludes en los que ocurre la rotura en cuña. Entre las familias II-III fueron 6 los segmentos de taludes con la susceptibilidad de romperse en cuña mientras que entre las familias I-III fue de 18 segmentos.

Tabla 4.28 Rotura en cuña de los planos de taludes con respecto a los planos del cruce entre las familias I-III y II-III.

N° Segmentos de Taludes	Familia Rotura en Cuña	Abscisas		Talud Rumbo y Buzamiento	Condición $\psi > \alpha$			Condición $\alpha > \varphi$		$\psi > \alpha > \varphi$	Estéreo grama +/- 20°	Rotura Ocurre
					ψ	α	$\psi > \alpha$	φ	$\alpha > \varphi$			
2	FII y FIII	0+120	0+144	N360/63	63	39	SI	15	SI	SI	SI	Cuña
4	FII y FIII	0+200	0+220	N32/63	63	39	SI	15	SI	SI	SI	Cuña
5	FII y FIII	0+220	0+290	N38/63	63	39	SI	15	SI	SI	SI	Cuña
6	FII y FIII	0+290	0+320	N15/63	63	39	SI	15	SI	SI	SI	Cuña
8	FII y FIII	0+350	0+360	N360/63	63	39	SI	15	SI	SI	SI	Cuña
9	FII y FIII	0+410	0+440	N52/63	63	39	SI	15	SI	SI	SI	Cuña
18	FI y FIII	1+225	1+240	N76/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
19	FI y FIII	1+240	1+320	N99/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
21	FI y FIII	1+395	1+430	N70/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
22	FI y FIII	1+430	1+510	N74/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
33	FI y FIII	2+145	2+170	N114/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
34	FI y FIII	2+170	2+200	N92/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
35	FI y FIII	2+200	2+250	N72/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
39	FI y FIII	2+350	2+380	N89/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
44	FI y FIII	2+570	2+660	N103/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
45	FI y FIII	2+660	2+720	N79/63	63	42	SI	41.33	SI	SI	SI	Cuña
51	FI y FIII	2+965	3+000	N95/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
52	FI y FIII	3+000	3+150	N112/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
53	FI y FIII	3+150	3+170	N73/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
66	FI y FIII	3+955	4+000	N130/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
67	FI y FIII	4+000	4+030	N83/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
72	FI y FIII	4+260	4+325	N93/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
73	FI y FIII	4+325	4+370	N103/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña
77	FI y FIII	4+590	4+640	N98/63	63	42	SI	39.01	SI	SI	SI	Cuña

El cruce de las familias I-III y II-III son las que muestran un ángulo menor que el buzamiento de los segmentos de talud mientras que el ángulo de cruce entre la familia I-II posee un ángulo mayor y quebranta con la principal condición de rotura manteniéndose estable.

En la figura 4.4 la representación estereográfica facilita la visualización de la rotura en cuña entre el cruce de las familias II-III (2m-3m) y el plano del talud (1), perteneciente al

segmento N°5: 0+220-0+290. Se observa como la cara del talud tiene la misma dirección de buzamiento que el polo de la línea de intersección entre ambas discontinuidades.

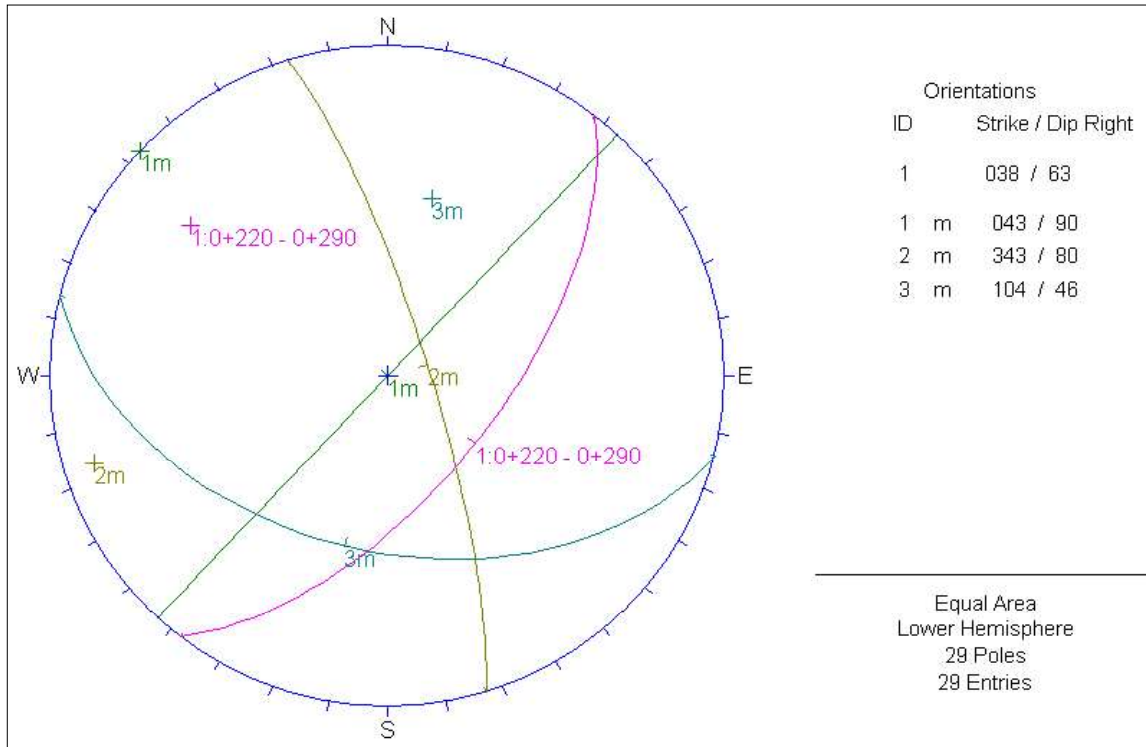


Figura 4.4 Representación estereográfica del cruce de las familias II-III y el plano de un talud en una rotura en cuña.

4.4.3 Análisis de Rotura por Vuelco

En el caso de la rotura por vuelco, se observó que las familias de discontinuidades y ciertos segmentos de taludes poseen una misma dirección casi paralela o paralela, revelando una desviación menor a 20° entre estos dos planos, pero con un buzamiento contrario; factores indispensables para su desarrollo.

En la tabla 4.29 se encontró que, bajo estas condiciones, 22 de los 95 segmentos de taludes son susceptibles a un rompimiento en vuelco con las familias I y III específicamente.

Tabla 4.29 Rotura por vuelco de los planos de taludes con respecto a los planos de las familia I y III.

N° Segmentos de Taludes	Familia Rotura en Vuelco	Familia Rumbo y Buzamiento	Abscisas		Talud Rumbo y Buzamiento	Estéreo grama +20°	Rotura
							Ocurre
4	FI	N43/90SE	0+200	0+220	N32/63	SI	Vuelco
5	FI	N43/90SE	0+220	0+290	N38/63	SI	Vuelco
9	FI	N43/90SE	0+410	0+440	N52/63	SI	Vuelco
15	FI	N43/90SE	0+976	1+006	N42/63	SI	Vuelco
17	FI	N43/90SE	1+120	1+170	N49/63	SI	Vuelco

20	FI	N43/90SE	1+320	1+345	N61/63	SI	Vuelco
23	FI	N43/90SE	1+510	1+700	N60/63	SI	Vuelco
24	FI	N43/90SE	1+700	1+725	N45/63	SI	Vuelco
27	FIII	N104/46SW	1+800	1+840	N294/63	SI	Vuelco
30	FI	N43/90SE	1+970	2+010	N35/63	SI	Vuelco
31	FI	N43/90SE	2+045	2+067	N43/63	SI	Vuelco
32	FI	N43/90SE	2+067	2+090	N25/63	SI	Vuelco
36	FI	N43/90SE	2+250	2+270	N40/63	SI	Vuelco
38	FI	N43/90SE	2+308	2+350	N60/63	SI	Vuelco
42	FIII	N104/46SW	2+470	2+505	N306/63	SI	Vuelco
43	FI	N43/90SE	2+540	2+570	N53/63	SI	Vuelco
54	FI	N43/90SE	3+170	3+260	N48/63	SI	Vuelco
68	FI	N43/90SE	4+030	4+050	N31/63	SI	Vuelco
74	FI	N43/90SE	4+370	4+435	N60/63	SI	Vuelco
78	FI	N43/90SE	4+640	4+735	N30/63	SI	Vuelco
79	FI	N43/90SE	4+735	4+815	N54/63	SI	Vuelco
89	FI	N43/90SE	5+485	5+510	N29/63	SI	Vuelco
93	FI	N43/90SE	5+750	5+925	N24/63	SI	Vuelco

En la figura 4.5, se demuestra la posibilidad de ocurrencia de la rotura en vuelco existente entre el plano de la familia III (3m) y el plano del segmento (1) N°27: 1+800-1+840, que como se observa, presentan un buzamiento contrario, pero mantienen una dirección casi paralela (<20°).

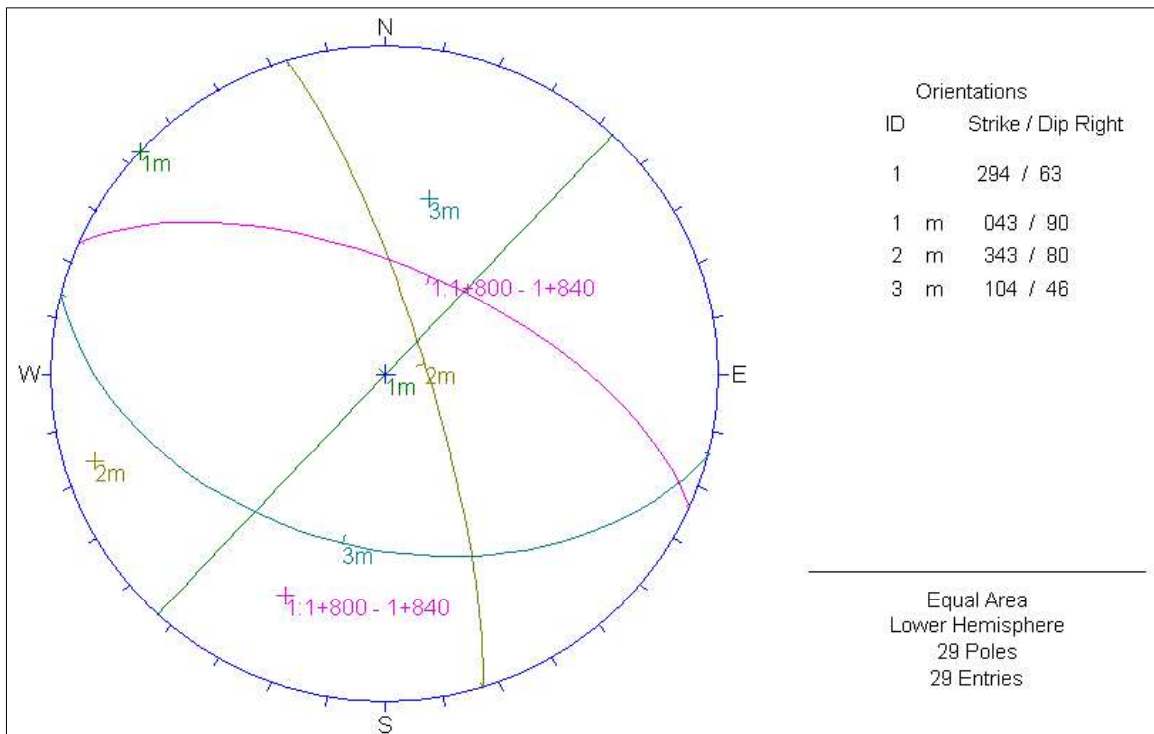


Figura 4.5 Representación estereográfica de la familia III y el plano de un talud en una rotura por vuelco.

Conforme a lo presentado se ha determinado que la rotura plana y en cuña serán los tipos de rotura de taludes en roca más predominantes o con mayores tendencias a rompimiento al momento de realizar la construcción del canal de conducción o al encontrarse dentro de un área influenciada por una excavación, gracias a los análisis de condiciones y las proyecciones estereográficas.

La mayor parte de los segmentos de taludes son estables, no obstante, el poseer taludes sumamente estables no siempre significará que estén lejos de presentar inestabilidad, por lo que hay que considerar ciertos factores como la aparición de una grieta de tracción que pudo no haber aflorado sobre el talud en las condiciones naturales pero que se puede desarrollar o se puede visualizar al momento de realizar las excavaciones o construcciones ingenieriles, creando un bloque descalzado susceptible a un deslizamiento.

4.5 Rotura de taludes y su comportamiento geomecánico

A continuación, en los segmentos de taludes que indican la susceptibilidad de rotura plana y en cuña, se procedió a establecer las relaciones existentes entre las clasificaciones geomecánicas RMR, Q-system y Q-slope. (Tabla 4.30 y 4.31), con el fin de estimar el comportamiento del macizo rocoso y la calidad del mismo.

Conjuntamente, se muestra el valor del factor de seguridad que presenta cada segmento de talud calculado por medio de la aplicación de parámetros como las orientaciones de las familias de discontinuidad y de los planos del talud, así como, las propiedades del macizo rocoso: ángulo de resistencia al corte y cohesión. Su análisis fue proporcionado gracias a los softwares RocPlane 2.0 y Swedge 4.0. (Figura 4.6 y 4.7). En los valores del factor de seguridad se encuentra incluido el efecto sísmico.

Tabla 4.30 Coeficiente de seguridad y relaciones geomecánicas entre RMR, Q-system y Q-slope en los segmentos de taludes con rotura plana.

Nº Segmentos de Taludes	Familia Rotura Plana	Abcisas		Talud Rumbo y Buzamiento	RMR	Q-system	Q-slope	Factor de Seguridad (FS)
19	FIII	1+240	1+320	N99/63	Buena	Media	Media	945.7
33	FIII	2+145	2+170	N114/63	Muy Buena	Buena	Buena	504.6
34	FIII	2+170	2+200	N92/63	Muy Buena	Buena	Buena	687.9
39	FIII	2+350	2+380	N89/63	Muy Buena	Buena	Buena	420.6
44	FIII	2+570	2+660	N103/63	Muy Buena	Buena	Muy Buena	420.6
51	FIII	2+965	3+000	N95/63	Muy Buena	Buena	Muy Buena	381
52	FIII	3+000	3+150	N112/63	Muy Buena	Buena	Muy Buena	206.5
72	FIII	4+260	4+325	N93/63	Muy Buena	Muy Buena	Extre. Buena	381

73	FIII	4+325	4+370	N103/63	Muy Buena	Muy Buena	Extre. Buena	761.8
77	FIII	4+590	4+640	N98/63	Muy Buena	Muy Buena	Extre. Buena	280.9

Las clasificaciones geomecánicas RMR, Q-system y Q-slope fueron obtenidas a partir de una correlación entre los 19 afloramientos, encontrados en la zona de estudio mencionados anteriormente, y la posición de los segmentos de talud por medio de las abscisas del trazado del canal de conducción.

Tabla 4.31 Coeficiente de seguridad y relaciones geomecánicas entre RMR, Q-system y Q-slope en los segmentos de taludes con rotura en cuña.

Nº Segmentos de Taludes	Familia Rotura en Cuña	Abscisas		Talud Rumbo y Buzamiento	RMR	Q-system	Q-slope	Factor de Seguridad (FS)
2	FII y FIII	0+120	0+144	N360/63	Mala	Media	Media	8967
4	FII y FIII	0+200	0+220	N32/63	Mala	Media	Media	345.7
5	FII y FIII	0+220	0+290	N38/63	Mala	Media	Media	279.2
6	FII y FIII	0+290	0+320	N15/63	Media	Muy mala	Muy mala	687.2
8	FII y FIII	0+350	0+360	N360/63	Media	Muy mala	Muy mala	7045
9	FII y FIII	0+410	0+440	N52/63	Media	Muy mala	Muy mala	513.8
18	FI y FIII	1+225	1+240	N76/63	Buena	Media	Media	3002
19	FI y FIII	1+240	1+320	N99/63	Buena	Media	Media	1339
21	FI y FIII	1+395	1+430	N70/63	Buena	Media	Media	3400
22	FI y FIII	1+430	1+510	N74/63	Buena	Media	Media	2106
33	FI y FIII	2+145	2+170	N114/63	Muy Buena	Buena	Buena	758.6
34	FI y FIII	2+170	2+200	N92/63	Muy Buena	Buena	Buena	1067
35	FI y FIII	2+200	2+250	N72/63	Muy Buena	Buena	Buena	2747
39	FI y FIII	2+350	2+380	N89/63	Muy Buena	Buena	Buena	689.5
44	FI y FIII	2+570	2+660	N103/63	Muy Buena	Muy Buena	Buena	517.6
45	FI y FIII	2+660	2+720	N79/63	Muy Buena	Muy Buena	Buena	1083
51	FI y FIII	2+965	3+000	N95/63	Muy Buena	Muy Buena	Buena	536
52	FI y FIII	3+000	3+150	N112/63	Muy Buena	Muy Buena	Buena	312.4
53	FI y FIII	3+150	3+170	N73/63	Muy Buena	Muy Buena	Buena	2114
66	FI y FIII	3+955	4+000	N130/63	Muy Buena	Extre. Buena	Muy Buena	628.2
67	FI y FIII	4+000	4+030	N83/63	Muy Buena	Extre. Buena	Muy Buena	1219
72	FI y FIII	4+260	4+325	N93/63	Muy Buena	Extre. Buena	Muy Buena	551.6
73	FI y FIII	4+325	4+370	N103/63	Muy Buena	Extre. Buena	Muy Buena	987.9
77	FI y FIII	4+590	4+640	N98/63	Muy Buena	Extre. Buena	Muy Buena	381.2

Los valores del factor de seguridad, por lo general, varían entre 1.5 - 2.0 (taludes permanentes) y <1.3 (taludes temporales) (González de Vallejo, L., et al., 2002). Sin embargo, como se observa en las tablas 4.30 y 4.31 los factores de seguridad presentan valores extremadamente altos, lo cual significa que los parámetros de resistencia del macizo rocoso son muy buenos y sobrepasan a las fuerzas desestabilizantes (fuerza sísmica y gravitatoria) que poseen los segmentos de talud. Por lo tanto, el macizo rocoso

adquiere la capacidad suficiente para sostenerse y no resultar en una generación de bloque descalzado del talud y posteriormente, en una rotura plana o en cuña.

Las relaciones entre las clasificaciones geomecánicas y el factor de seguridad demuestran un balance con respecto a que ambos otorgan excelentes propiedades físicas al macizo rocoso. Es decir, los valores altos de FS con las calidades buenas de la roca dan a entender que el macizo rocoso no sufre de ninguna fractura, fuerte meteorización o no se comporta como una roca incompetente. Al contrario, adquiere las características para permitir la excavación de taludes con pendientes altas sin requerir ningún tipo de medida de estabilización, ya que se considera un talud estable. No obstante, se esperaba obtener un factor de seguridad mayor con las calidades del macizo extremadamente buenas y menor con calidades de roca inferiores y no de forma amalgama.

Por ejemplo, en la tabla 4.30 el factor de seguridad más bajo $FS=206.5$ tiene una calidad de muy buena al igual que los demás factores de seguridad que contienen cifras mucho más altas. En la tabla 4.31, el más bajo $FS=279.2$ posee una calidad media que no difiere de las calidades de los factores de seguridad más altos. Se estimaría, por consiguiente, que las correlaciones precisan de evaluaciones y muestreos que abarquen áreas más cercanas a estos sitios próximos a roturas y presenten una calificación más acertada de la zona.

Por otra parte, se puede observar que el factor de seguridad se encuentra muy ligado a la altura que presenta el talud, siendo un menor valor de FS cuando la altura es mayor; esto puede ocasionar inestabilidades en los materiales y contribuir al desarrollo de rotura y deslizamientos. Las alturas máximas que alcanzan los taludes estables a largo plazo son de 40 a 50m (González de Vallejo, L., et al., 2002).

En la figura 4.6 se muestra un ejemplo del modelamiento de rotura plana realizada en RocPlane 2.0 del segmento de talud N°52: 3+000-3+150 donde, mediante el ingreso de ciertos datos requeridos, se calcula el FS y la posible geometría de la rotura plana.

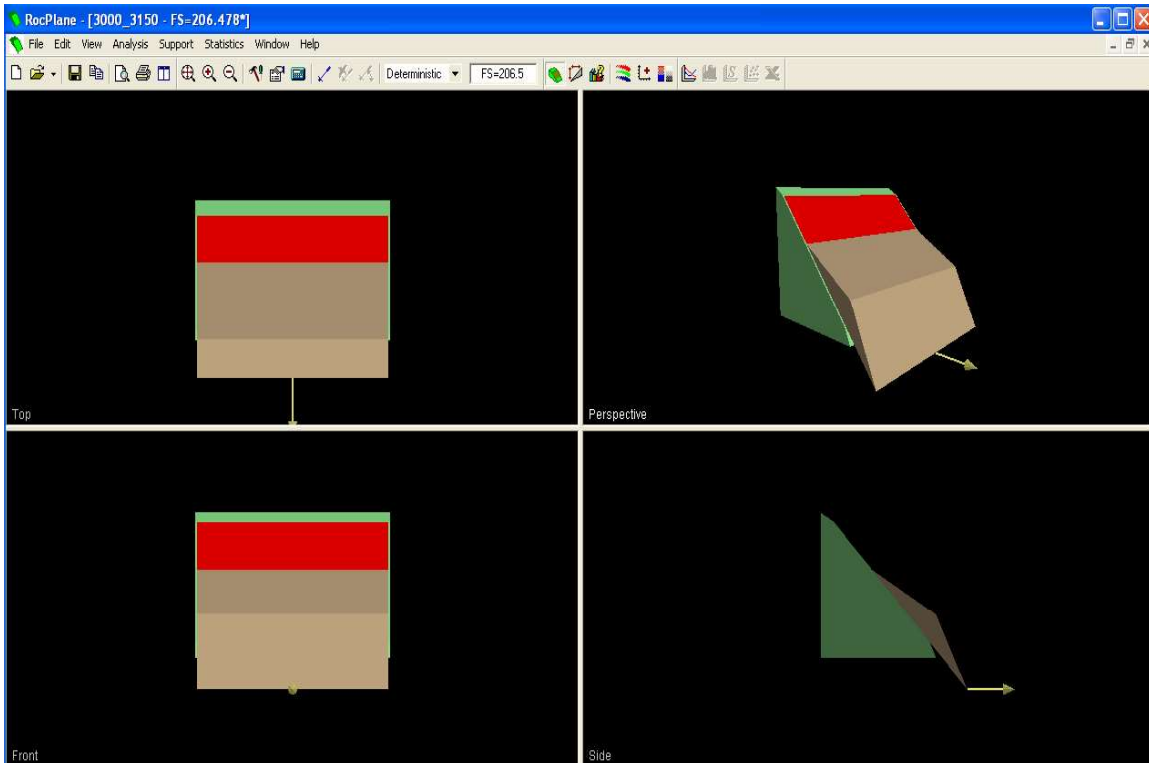


Figura 4.6 Representación gráfica de la ocurrencia de rotura plana en el segmento de talud 3+000-3+150 y su factor de seguridad estimado.

En la figura 4.7 el modelamiento de rotura en cuña realizada en Swedge 4.0 del segmento de talud N°5: 2+220-2+290 revela cómo será el comportamiento del macizo frente a las condiciones de rotura, a las cargas gravitatoria y sísmica y como sería la geometría del bloque a deslizarse; además de conocer el peso de la cuña que se forma, para el posterior diseño y cálculo de elementos de sostenimiento que, en este caso, no entra en el alcance del presente estudio. El comportamiento de los taludes se mantiene estable, de manera que los elementos de sostenimiento no se consideran necesarios.

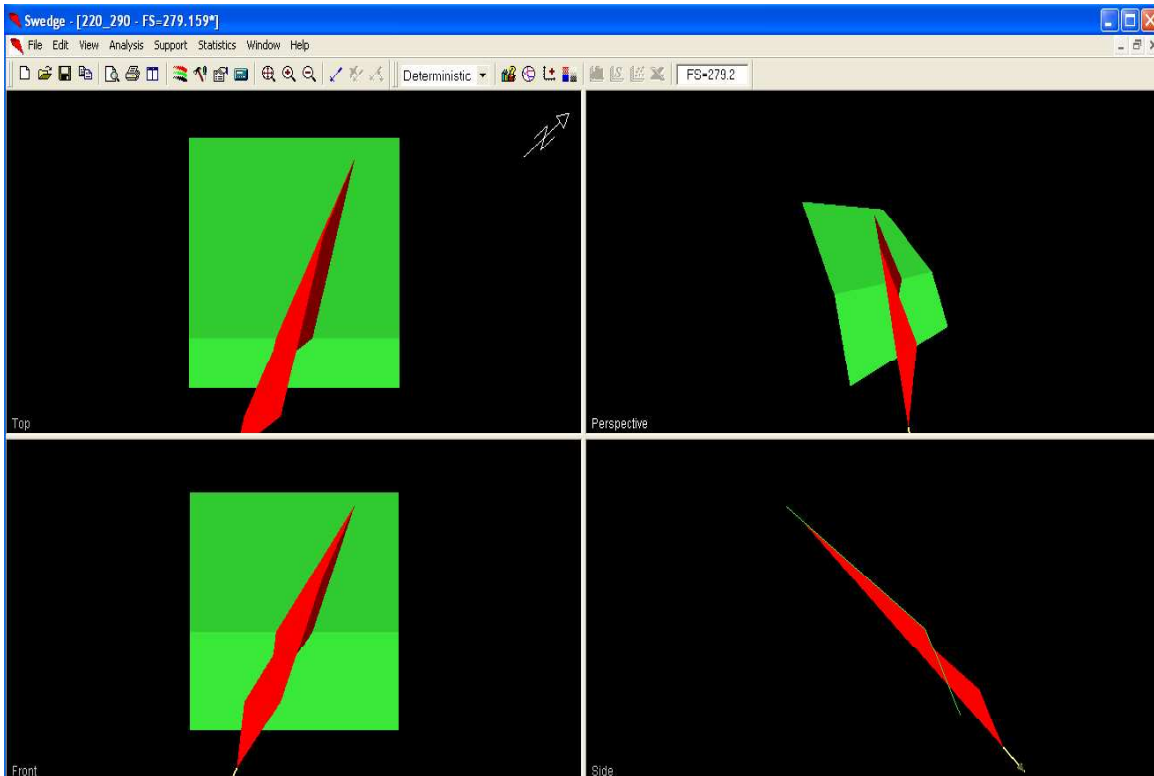


Figura 4.7 Representación gráfica de la ocurrencia de rotura en cuña en el segmento de talud 0+220-0+290 y su factor de seguridad estimado.

4.6 Análisis de Susceptibilidad a Movimientos en Masa de Taludes

Para un análisis de susceptibilidad más conservador se procedió a seleccionar taludes de acuerdo a las máximas alturas de los cortes de talud y a su dispersión a lo largo de la zona del canal de conducción.

Por lo tanto, de los 95 segmentos de taludes expuestos en la sección 3.8 de la metodología, se escogieron 22 taludes puntuales, mismos que presentan un resumen de las propiedades físico-mecánicas tanto de suelo como de roca como se muestran en las tablas 4.32 y 4.33. Dicho resumen fue obtenido gracias a los resultados de los diferentes ensayos de laboratorio y facilitarán la modelación de las deformaciones y desplazamientos del macizo rocoso frente a cargas aplicadas.

Tabla 4.32 Resumen de las propiedades físico-mecánicas de suelos para 22 taludes puntuales.

Talud	Altura (m)	Coordenadas		Rumbo / Buza miento (°)	Material	SUELOS					
						Densidad seca máx. (g/cm ³)	SUCS	Corte Directo		Triaxial UU	
		c (kg/cm ²)	φ (°)					c (kg/cm ²)	φ (°)		
0+280	17	747596	10028033	N38/63	Pizarra/suelo	1.021	MH	0.08	14.04	–	–
0+560	22	747640	10028277	N360/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	–	–

0+680	27	747590	10028384	N328/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
1+000	10	747497	10028675	N42/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
1+340	12	747798	10028788	N61/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
1+420	15	747871	10028820	N70/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
1+720	12	748139	10028951	N45/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
1+860	21	748054	10029039	N333/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
2+160	15	748218	10029239	N114/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
2+420	19	748413	10029331	N64/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
2+700	16	748561	10029439	N79/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
2+860	44	748577	10029581	N339/63	Volcanosed /suelo	1.021	MH	0.08	14.04	-	-
3+080	24	748716	10029618	N112/63	Volcanosed /suelo	1.148	SM	0.26	25.64	0.26	25.41
3+420	22	748848	10029805	N324/63	Volcanosed /suelo	1.148	SM	0.26	25.64	0.26	25.41
3+680	23	749000	10029955	N360/63	Volcanosed /suelo	1.148	SM	0.26	25.64	0.26	25.41
4+080	14	749073	10030211	N360/63	Volcanosed /suelo	1.148	SM	0.26	25.64	0.26	25.41
4+320	14	749155	10030364	N93/63	Volcanosed /suelo	1.148	SM	0.26	25.64	0.26	25.41
4+660	17	749386	10030522	N30/63	Volcanosed /suelo	1.148	SM	0.26	25.64	0.26	25.41
4+800	19	749476	10030626	N54/63	Volcanosed /suelo	1.652	ML	0.25	43.23	0.30	40.03
5+160	44	749540	10030949	N316/63	Volcanosed /suelo	1.652	ML	0.25	43.23	0.30	40.03
5+560	36	749441	10031320	N360/63	Volcanosed /suelo	1.148 - 1.182	SM	0.25	19.29	0.26	25.41
6+000	32	749429	10031712	N345/63	Volcanosed /suelo	1.630 - 1.676	SM	0.12 - 0.2	34.22 - 36.87	0.22	37.23

Cabe mencionar que los datos de suelos presentados fueron correlacionados conforme a la cercanía de las muestras con la zona del canal de conducción y con los 22 taludes a analizar. Aquellas muestras que se encontraban próximas al río Magdalena fueron descartadas.

Tabla 4.33 Resumen de las propiedades físico-mecánicas de rocas para 22 taludes puntuales.

Talud	Altura (m)	Coordenadas		Rumbo / Buza miento (°)	Material	ROCAS				
						Peso Unitario (g/cm ³)	Compresión Cúbica (kg/cm ²)	Carga Puntual Is50 (kg/cm ²)	Triaxial UU	
		X	Y						c (Mpa)	φ (°)
0+280	17	747596	10028033	N38/63	Pizarra/suelo	2.5 - 2.58	141.90 - 402.96	25.0 - 15.8	7.84 - 9.8*	15*
0+560	22	747640	10028277	N360/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
0+680	27	747590	10028384	N328/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
1+000	10	747497	10028675	N42/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
1+340	12	747798	10028788	N61/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
1+420	15	747871	10028820	N70/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
1+720	12	748139	10028951	N45/63	Volcanosed	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33

					/suelo					
1+860	21	748054	10029039	N333/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
2+160	15	748218	10029239	N114/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
2+420	19	748413	10029331	N64/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
2+700	16	748561	10029439	N79/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
2+860	44	748577	10029581	N339/63	Volcanosed /suelo	2.76	786.71	114.6	29.80	41.33
3+080	24	748716	10029618	N112/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.39	76.5	21.00	39.01
3+420	22	748848	10029805	N324/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.39	76.5	21.00	39.01
3+680	23	749000	10029955	N360/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.39	76.5	21.00	39.01
4+080	14	749073	10030211	N360/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.39	76.5	21.00	39.01
4+320	14	749155	10030364	N93/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.39	76.5	21.00	39.01
4+660	17	749386	10030522	N30/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.39	76.5	21.00	39.01
4+800	19	749476	10030626	N54/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.42	76.8	21.00	39.01
5+160	44	749540	10030949	N316/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.42	76.5	21.00	39.01
5+560	36	749441	10031320	N360/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.42	76.5	21.00	39.01
6+000	32	749429	10031712	N345/63	Volcanosed /suelo	2.91	616.42	76.5	21.00	39.01

El mismo procedimiento de selección y correlación de datos que se aplicó a las muestras de suelo, se realizó para las muestras de roca. Sin embargo, se hizo un mayor énfasis en aquellas muestras con resultados o valores más afines a lo que se esperaba encontrar en campo. Los valores marcados con (*) corresponden a las pizarras donde, según González de Vallejo et al. (2002), el rango de los valores de cohesión vacila entre 7.84-9.8 (Mpa) y presentan un ángulo de resistencia al corte de 15°. Para un mayor detalle se puede observar el punto 3.6.7 del capítulo anterior.

En base a las tablas resúmenes de suelo y roca, y bajo ciertos parámetros geomecánicos adicionales como las constantes elásticas descritas en el punto 2.3.1, se produjeron las modelaciones de las deformaciones y desplazamientos de los materiales en los cortes de los 22 taludes por medio de los softwares RocData 3.0, Phase2 8.0 y Slide 5.0. Esto permitirá evaluar la susceptibilidad a movimientos en masa que tendrán los futuros taludes en el área de estudio.

4.6.1 Análisis de Susceptibilidad por Desplazamiento

Este análisis consiste en la obtención del factor de seguridad del corte del talud y en la evaluación de su estabilidad. Con ayuda del software Slide 5.0 se realizaron las modelaciones del talud frente a la carga sísmica y gravitatoria y para ello se extrajeron los perfiles topográficos de cada uno de los 22 taludes y se colocaron los materiales: suelo y

roca con los valores correspondientes a las tablas resúmenes, anteriormente indicadas. La explicación sobre el procedimiento que se manejó en Slide 5.0 se encuentra detallado dentro de la metodología 3.7.6.

En la figura 4.8 y 4.9 se observa dos modelos de talud con las condiciones estática y pseudoestática respectivamente, es decir, bajo la influencia de la aceleración sísmica, considerándose como taludes estables con efecto sísmico cuando el factor de seguridad sea mayor a 1.0 y sin efecto sísmico con un factor de seguridad mayor a 1.5.

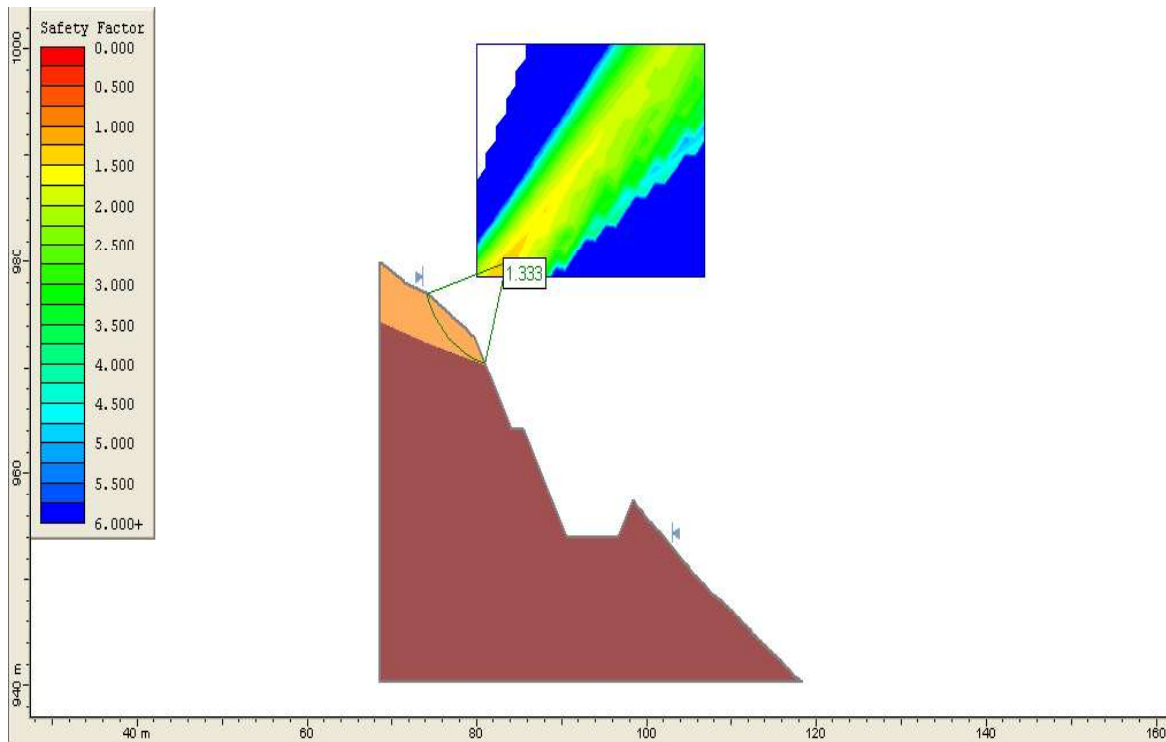


Figura 4.8 Análisis de susceptibilidad por deslizamiento del talud 0+280 en condiciones estáticas.

Cabe mencionar que el parámetro de aceleración sísmica para la zona de estudio, según la NEC (2014) es de 0.27 m/s^2 .

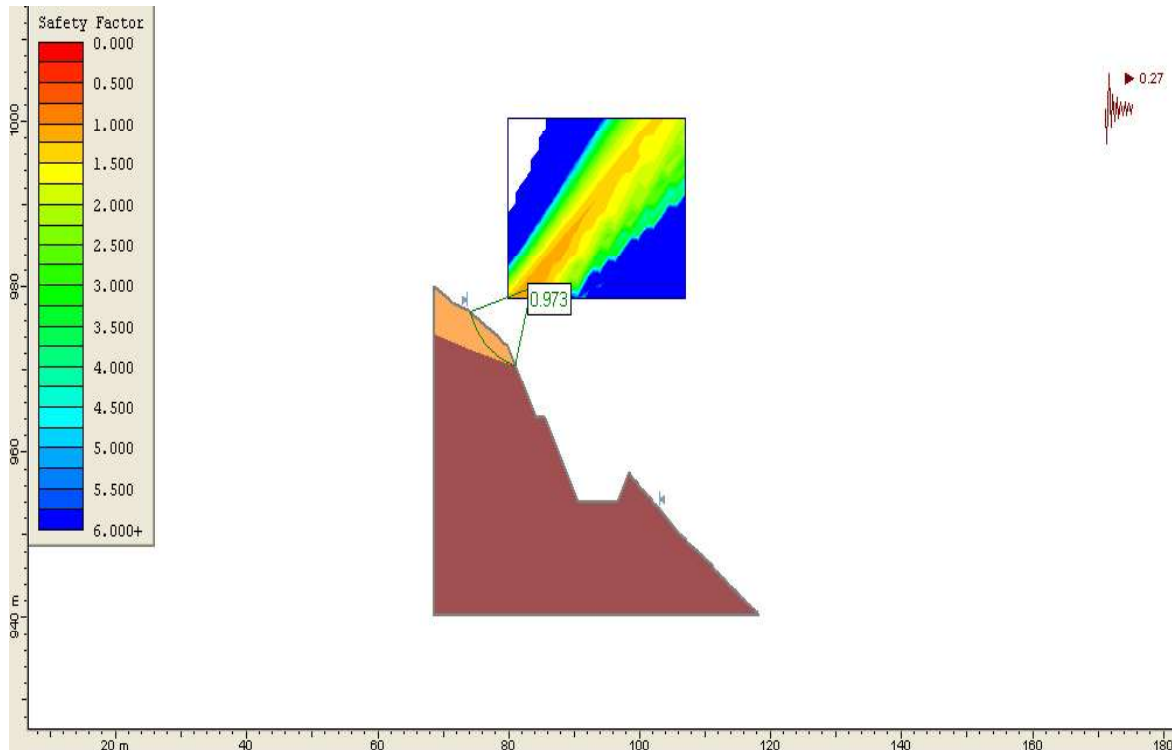


Figura 4.9 Análisis de susceptibilidad por deslizamiento del talud 0+280 en condiciones pseudoestáticas.

Estas simulaciones revelan la zona más débil o menos favorable a la estabilidad del talud, siendo por lo general la superficie de suelo puesto que los macizos rocosos presentan factores de seguridad extremadamente altos. En el anexo IV se puede visualizar los comportamientos estáticos y pseudoestáticos de los 22 taludes considerados por medio del método numérico Slide 5.0.

4.6.2 Análisis de Susceptibilidad por Deformaciones

Para este análisis se procedió a realizar una modelación de elementos finitos que permite observar el comportamiento del macizo rocoso frente a la aplicación de cargas con la contribución del software Phase2 8.0. Para ejecutar la modelación se utilizaron los perfiles topográficos de los 22 taludes, las tablas resúmenes de suelos y rocas y ciertos criterios que se obtuvieron al crear una interfaz con el método numérico RocData 3.0, como son el Módulo de Young y el pico de resistencia a la tracción del macizo rocoso. En la sección 3.7.4 y 3.7.5 de la metodología se encuentra la descripción para la aplicación de este procedimiento.

En la figura 4.10 y 4.11 se indican el comportamiento del talud en un estado pseudoestático y sus distintas deformaciones máximas frente a las cargas aplicadas. No se consideró el comportamiento en estado estático puesto que la variabilidad entre ambos valores de estado no fue muy radical.

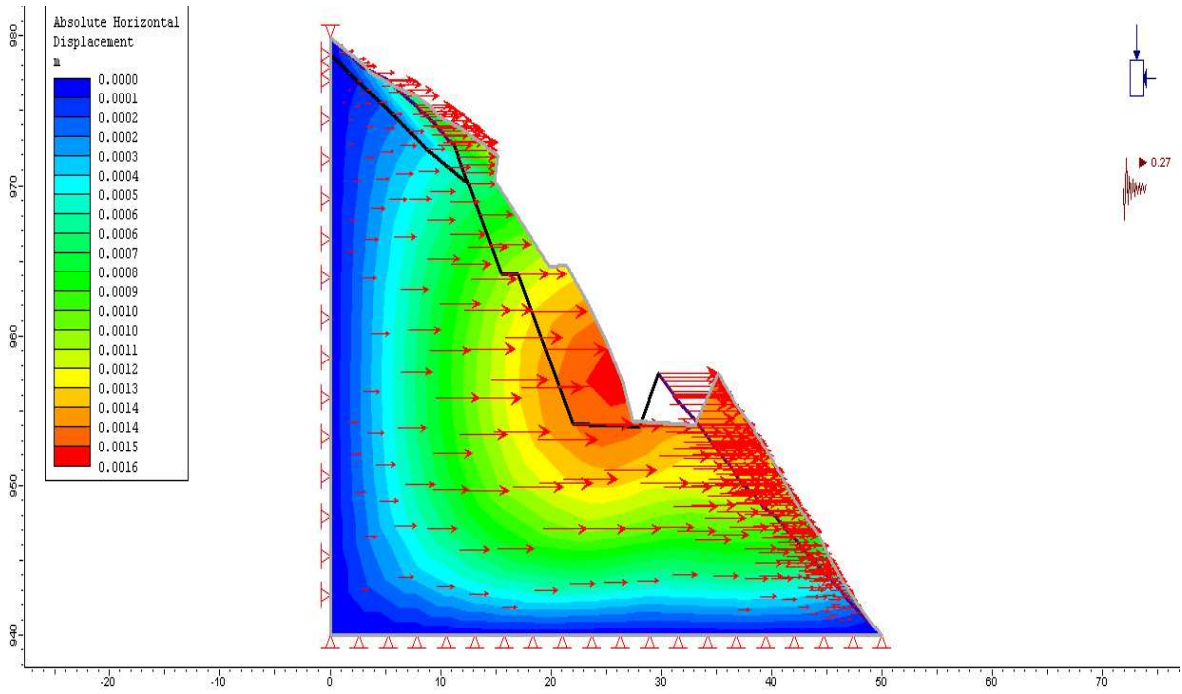


Figura 4.10 Análisis de susceptibilidad por deformaciones de un talud en condiciones pseudoestáticas.
(Máximo desplazamiento horizontal absoluto).

En estas simulaciones se exhiben las deformaciones máximas que posee todo el talud considerándolo como un solo conjunto de un mismo material, por lo que con el método numérico Slide 5.0 se contrarresta este defecto.

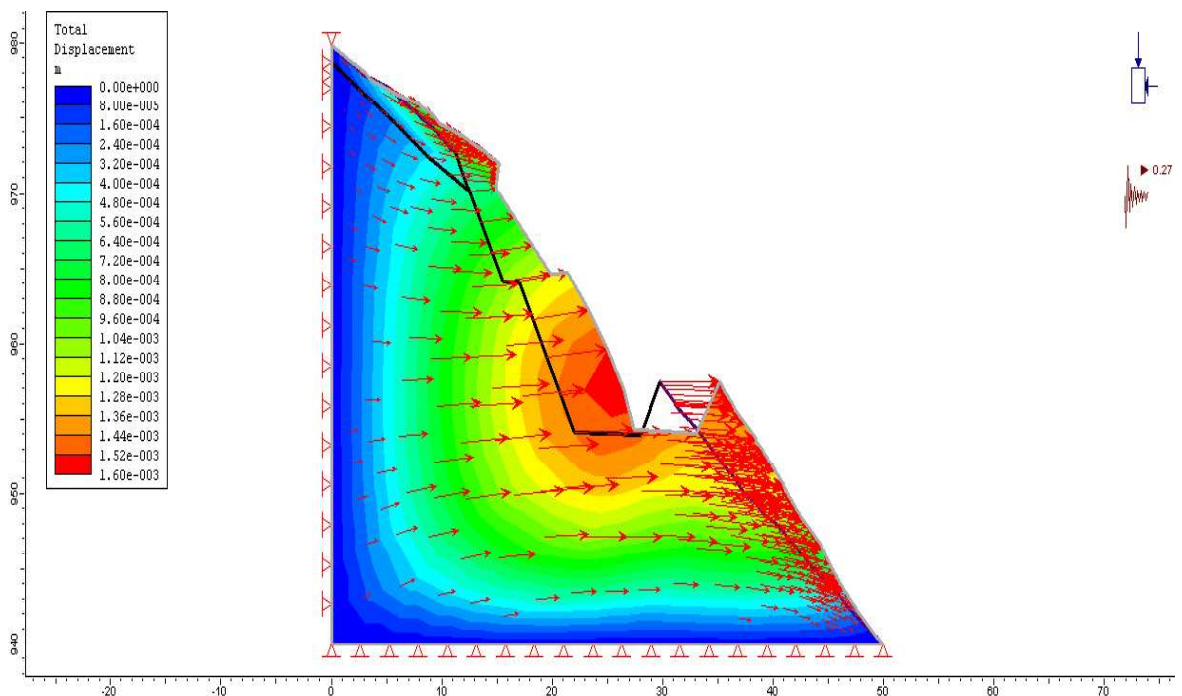


Figura 4.11 Análisis de susceptibilidad por deformaciones de un talud en condiciones pseudoestáticas.
(Máximo desplazamiento total).

En el anexo V se puede visualizar los comportamientos pseudoestáticos de los 22 taludes considerados con respecto a un máximo desplazamiento horizontal absoluto y máximo desplazamiento total por medio del método numérico Phase2 8.0.

A continuación, en la tabla 4.34 se observa que la susceptibilidad de los taludes a presentar algún tipo de deslizamiento por medio del FS Slide y en estado pseudoestático es del 27.27%, teniendo en cuenta que aquellos taludes con la presencia de dos FS, como en el caso del talud 1+340, es debido a que se evaluó la inestabilidad de los suelos a ambos lados del talud. El 72.73% significa que los taludes restantes permanecerán estables aún en condiciones pseudoestáticas y, por consiguiente, no desencadenarán ningún deslizamiento. Con respecto a la estabilidad de taludes en condiciones estáticas se puede determinar que sólo un 18.18% tiene un $FS > 1.5$ por lo que se considerarían como taludes inestables.

Además, se demuestra que las deformaciones máximas, aún bajo el efecto sísmico, son mínimas y no necesitan de mayores medidas de estabilidad y prevención. Por ejemplo, el desplazamiento total máximo de deformación es de 0.008 (m) y el desplazamiento horizontal absoluto es de 0.007.

Tabla 4.34 Resultados de las deformaciones máximas y de los factores de seguridad estáticos y pseudoestáticos de 22 taludes.

Talud	Coordenadas		FS Slide		Phase2 - Deformaciones máximas	
	X	Y	Estático	Pseudoestático	Horizontal Displacement abs máx (m)	Total Displacement máx. (m)
0+280	747596	10028033	1.333	0.973	0.0016	0.00160
0+560	747640	10028277	2.299	1.654	0.0008	0.0008
0+680	747590	10028384	1.561	0.983	0.0030	0.003
1+000	747497	10028675	1.785/2.512	1.261/1.713	0.0040	0.004
1+340	747798	10028788	1.639/3.003	0.990/2.142	0.0000	0.000000001
1+420	747871	10028820	1.390	0.869	0.0060	0.006
1+720	748139	10028951	1.821	1.106	0.0000	0.000000001
1+860	748054	10029039	1.4/2.945	0.883/2.009	0.0030	0.003
2+160	748218	10029239	1.402/2.927	0.886/1.975	0.0040	0.005
2+420	748413	10029331	1.895/3.218	1.276/2.210	0.0070	0.008
2+700	748561	10029439	1.774	1.204	0.0000	0.000000001
2+860	748577	10029581	242.406	201.115	0.0002	0.00016
3+080	748716	10029618	5.612	3.503	0.0040	0.004
3+420	748848	10029805	5.721/12.434	3.856/8.496	0.0000	0.000000001
3+680	749000	10029955	6.330	3.935	0.0000	0.000000001

4+080	749073	10030211	4.137	2.953	0.0060	0.006
4+320	749155	10030364	6.515/12.236	4.239/8.225	0.0040	0.004
4+660	749386	10030522	5.034	3.322	0.0040	0.004
4+800	749476	10030626	4.054	2.627	0.0000	0.000000001
5+160	749540	10030949	203.299	171.245	0.0000	0.000000001
5+560	749441	10031320	4.594	3.497	0.0000	0.000000001
6+000	749429	10031712	2.072	1.436	0.0000	0.000000001

4.7 Mapa de Susceptibilidad por Rotura Plana

De acuerdo con lo analizado anteriormente, el talud más vulnerable en la rotura plana es el que se ubica entre el rango del segmento de talud 3+000-3+150 con un factor de seguridad mucho menor en comparación con los demás factores de seguridad; probablemente causado por la máxima altura que posee en relación a las demás alturas. Sin embargo, hay que considerar que la comparación de los FS se basa en una escala netamente cualitativa puesto que, en general, todos los factores de seguridad son valores considerablemente altos.

Para la realización del mapa de susceptibilidad por rotura plana se clasificaron los segmentos de talud según la agrupación de los valores de FS y se asignaron calidades de susceptibilidad correspondientes, como se indica en la tabla 4.35. La asignación de estos 3 rangos se efectuó de manera empírica y bajo criterio personal, donde:

- 1) Susceptibles (FS= 0 - 300)
- 2) Medianamente Susceptible (FS= 300 - 600)
- 3) No Susceptible (FS> 600)

Tabla 4.35 Susceptibilidad de los segmentos de talud a rotura plana según los valores de FS.

N° Segmentos de Taludes	Familia Rotura Plana	Abcisas		Altura (m)	Factor de Seguridad (FS)	Susceptibilidad	
						N° distribución	Calidad
19	FIII	1+240	1+320	8	945.7	3	No susceptible
33	FIII	2+145	2+170	15	504.6	2	Medianamente Susceptible
34	FIII	2+170	2+200	11	687.9	3	No susceptible
39	FIII	2+350	2+380	18	420.6	2	Medianamente Susceptible
44	FIII	2+570	2+660	20	420.6	2	Medianamente Susceptible
51	FIII	2+965	3+000	14	381	2	Medianamente Susceptible
52	FIII	3+000	3+150	24	206.5	1	Susceptible
72	FIII	4+260	4+325	14	381	2	Medianamente Susceptible
73	FIII	4+325	4+370	7	761.8	3	No susceptible
77	FIII	4+590	4+640	19	280.9	1	Susceptible

Esta asignación permitió trazar tramos entre aquellos segmentos de taludes que se caracterizaron como susceptibles, medianamente susceptibles y lo sobrante como no susceptibles, a lo largo del canal de conducción tal y como se corrobora en la figura 4.12.

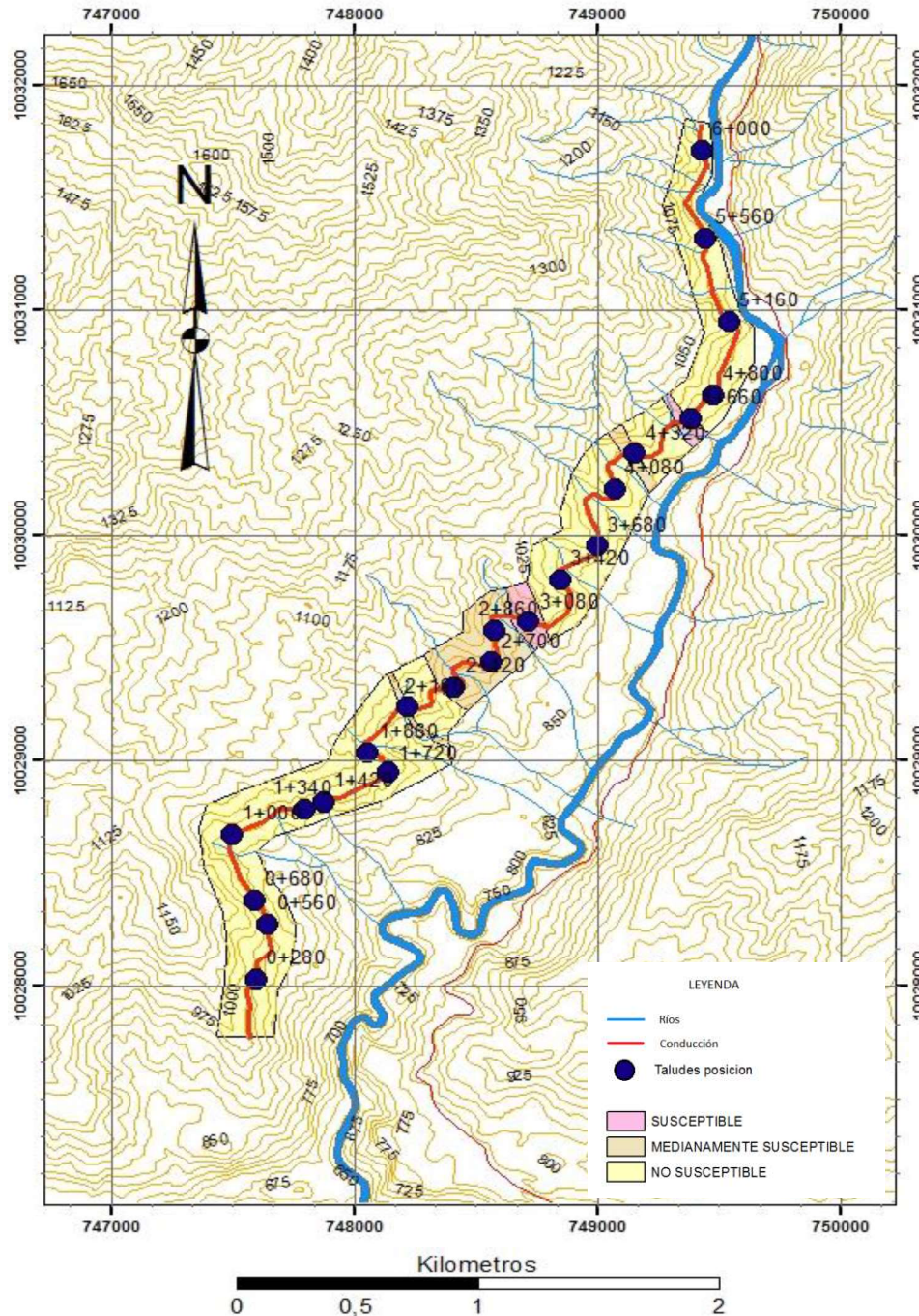


Figura 4.12 Mapa de Susceptibilidad por Rotura Plana

4.8 Mapa de Susceptibilidad por Rotura en Cuña

En el caso de una rotura en cuña, el sitio más vulnerable al poseer el menor valor de factor de seguridad estaría dentro del rango 0+220-0+290. En este caso, el valor mínimo

puede estar inducido por dos causas: el tipo de material rocoso y la altura del segmento de corte del talud. El rango se ubica dentro de las pizarras que presentan una alteración moderada y varios planos de discontinuidades provocando que las fuerzas de resistencia al corte disminuyan y reduzcan el factor de seguridad; y la altura del corte del talud, la cual se puede apreciar que es una de las mayores alturas por lo que genera una mayor susceptibilidad a un rompimiento.

Para la realización del mapa de susceptibilidad en cuña, del mismo modo que en la rotura plana, se asignó 3 rangos de susceptibilidad teniendo en cuenta los valores del FS, como se indica en la tabla 4.36. La asignación de estos 3 rangos se efectuó de manera empírica y bajo criterio personal, donde:

- 1) Susceptibles (FS= 0 - 1000)
- 2) Medianamente Susceptible (FS= 1000 - 2000)
- 3) No Susceptible (FS> 2000)

Tabla 4.36 Susceptibilidad de los segmentos de talud a rotura en cuña según los valores de FS.

Nº Segmentos de Taludes	Familia Rotura en Cuña	Abcisas		Altura (m)	Factor de Seguridad (FS)	Susceptibilidad	
						Nº distribución	Calidad
2	FII y FIII	0+120	0+144	11	8967	3	No susceptible
4	FII y FIII	0+200	0+220	15	345.7	1	Susceptible
5	FII y FIII	0+220	0+290	17	279.2	1	Susceptible
6	FII y FIII	0+290	0+320	12	687.2	1	Susceptible
8	FII y FIII	0+350	0+360	14	7045	3	No susceptible
9	FII y FIII	0+410	0+440	8	513.8	1	Susceptible
18	FI y FIII	1+225	1+240	7	3002	3	No susceptible
19	FI y FIII	1+240	1+320	8	1339	2	Mediamente Susceptible
21	FI y FIII	1+395	1+430	15	3400	3	No susceptible
22	FI y FIII	1+430	1+510	12	2106	3	No susceptible
33	FI y FIII	2+145	2+170	15	758.6	1	Susceptible
34	FI y FIII	2+170	2+200	11	1067	2	Mediamente Susceptible
35	FI y FIII	2+200	2+250	12	2747	3	No susceptible
39	FI y FIII	2+350	2+380	18	689.5	1	Susceptible
44	FI y FIII	2+570	2+660	20	517.6	1	Susceptible
45	FI y FIII	2+660	2+720	16	1083	2	Mediamente Susceptible
51	FI y FIII	2+965	3+000	14	536	1	Susceptible
52	FI y FIII	3+000	3+150	24	312.4	1	Susceptible
53	FI y FIII	3+150	3+170	9	2114	3	No susceptible
66	FI y FIII	3+955	4+000	14	628.2	1	Susceptible
67	FI y FIII	4+000	4+030	8	1219	2	Mediamente Susceptible
72	FI y FIII	4+260	4+325	14	551.6	1	Susceptible
73	FI y FIII	4+325	4+370	7	987.9	1	Susceptible

77	FI y FIII	4+590	4+640	19	381.2	1	Susceptible
----	-----------	-------	-------	----	-------	---	-------------

El trazado de los tramos de aquellos segmentos de taludes que se caracterizaron como susceptibles, medianamente susceptibles y lo sobrante como no susceptibles, permitirán deducir las zonas con mayores tendencias a rompimientos a lo largo del canal de conducción, como se muestra en la figura 4.13.

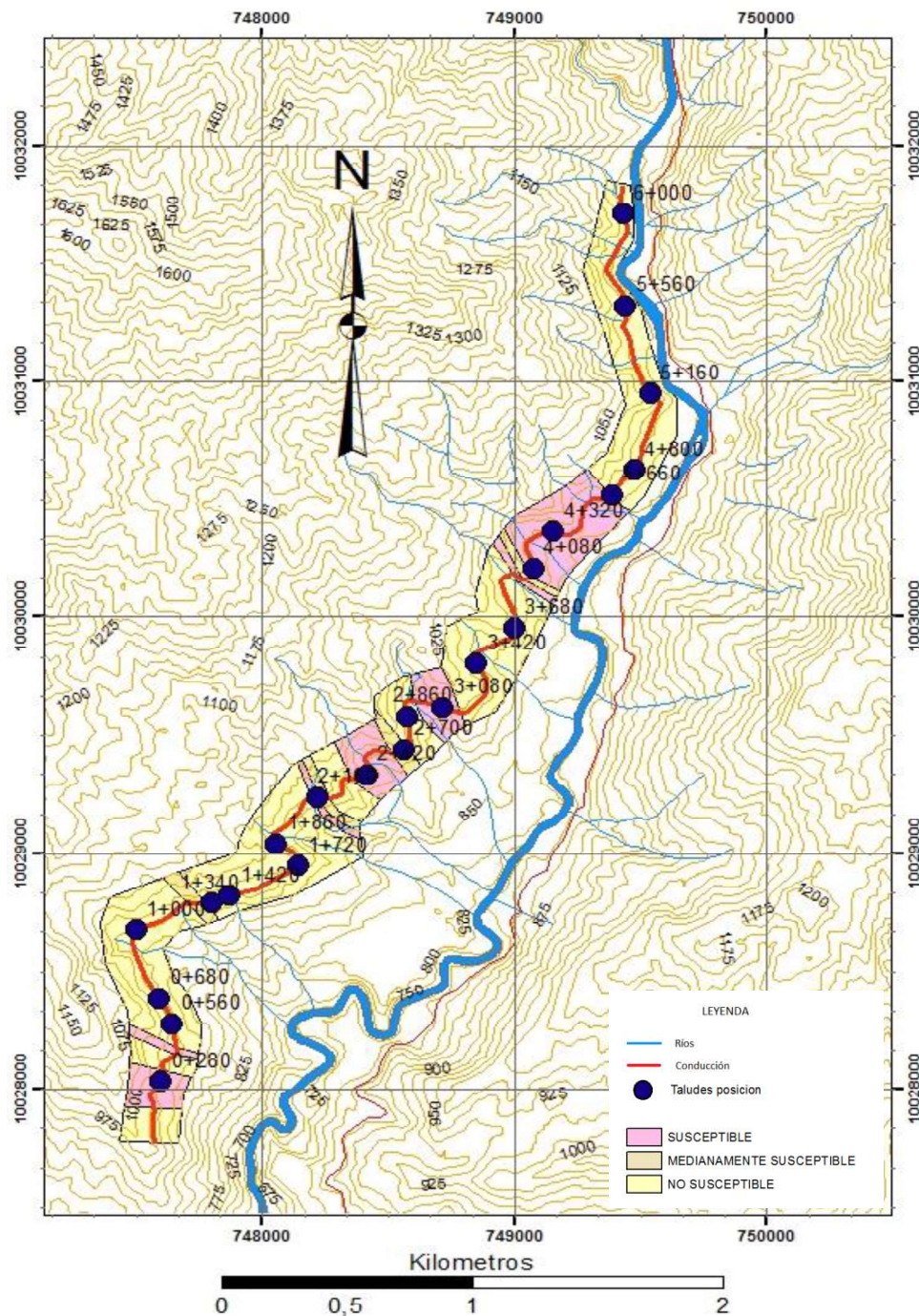


Figura 4.13 Mapa de Susceptibilidad por Rotura en Cuña

Los mapas de susceptibilidad muestran las zonas que son más propicias a sufrir roturas ya sean planas y en cuñas. Los tramos rosados representan las zonas más vulnerables y susceptibles a un desprendimiento de bloque siendo estos los más afectados al momento de realizarse la construcción de la plataforma para el canal de conducción, los tramos beige son zonas moderadamente susceptibles que pueden llegar a dar indicios de rotura y los tramos amarillos representan las zonas más estables de todo el trazado.

En los segmentos con menor FS se podría hacer una verificación haciendo nuevos muestreos y observando mejor las propiedades geomecánicas.

4.9 Mapa Geotécnico de la zona de conducción

Para elaborar el mapa geotécnico de la zona de estudio se planteó una relación entre las clasificaciones geomecánicas RMR, Q-system y Q-slope resumidas en la tabla 4.15. Las relaciones establecidas fueron RMR vs Q-system y RMR vs Q-slope en las cuales se ubicaron los 19 afloramientos evaluados conforme presentaban sus calidades de roca. La finalidad es entrelazar ambas relaciones y agrupar los afloramientos que presenten calificaciones parecidas y otorgarles una clase específica con una calidad correspondiente.

Como la mayoría de los afloramientos presentaban las mismas calificaciones con respecto al Q-system y al Q-slope o se encontraban en rangos muy cercanos, se asignaron las clases más apropiadas a sus características. En total se obtuvieron 5 clases, a cada una se le asignó una calidad, como se muestra en la tabla 4.37, donde:

Clase I: Calidad Muy Buena

Clase II: Calidad Buena

Clase III: Calidad Medianamente Buena

Clase IV: Calidad Mala

Clase V: Calidad Muy Mala

Tabla 4.37 Asignación clase y calidad de las relaciones RMR vs Q-system y RMR vs Q-slope.

Calidad RMR	Calidad Q-system	Calidad Q-slope	Clase	Calidad Total
Muy Buena	Muy Buena	Extremadamente Buena	I	Muy Buena
Muy Buena	Buena	Muy Buena	I	Muy Buena
Buena	Extremadamente Buena	Muy Buena	I	Muy Buena
Buena	Muy Buena	Muy Buena	I	Muy Buena
Muy Buena	Buena	Buena	II	Buena
Muy Buena	Media	Media	III	Medianamente Buena

Muy Buena	Buena	Medianamente Buena	III	Medianamente Buena
Buena	Media	Media	III	Medianamente Buena
Media	Mala	Media	III	Medianamente Buena
Muy Buena	Mala	Mala	IV	Mala
Buena	Mala	Mala	IV	Mala
Media	Muy Mala	Muy Mala	V	Muy Mala

A las 5 clases establecidas se les asignó una unidad geotécnica, como se especifica en la tabla 4.38. Adicionalmente, se acopla otra unidad geotécnica que corresponderá a los depósitos cuaternarios del área de estudio que fueron observados en la figura 4.1, al principio de este capítulo. En total se cuenta con 6 unidades geotécnicas, mismas que permitirán trazar tramos dividiendo a todo el trayecto del canal de conducción en zonas con calidades de roca semejantes, como se ilustra en la figura 4.14.

Tabla 4.38 Unidades Geotécnicas según clase y calidad de roca.

Clase	Calidad Total	Unidad Geotécnica (U.G.)
I	Muy Buena	Unidad Geotécnica 1
II	Buena	Unidad Geotécnica 2
III	Medianamente Buena	Unidad Geotécnica 3
IV	Mala	Unidad Geotécnica 4
V	Muy Mala	Unidad Geotécnica 5
VI	Depósitos cuaternarios	Unidad Geotécnica 6

En la figura 4.14 se visualiza el mapa geotécnico con dichas unidades, el color rosado intenso simboliza a las rocas con calidades muy buenas, el color palo de rosa a las rocas con calidades buenas, el color marrón a aquellas moderadamente buenas, el color crema a rocas con calidades malas y el color amarillo con calidades muy malas.

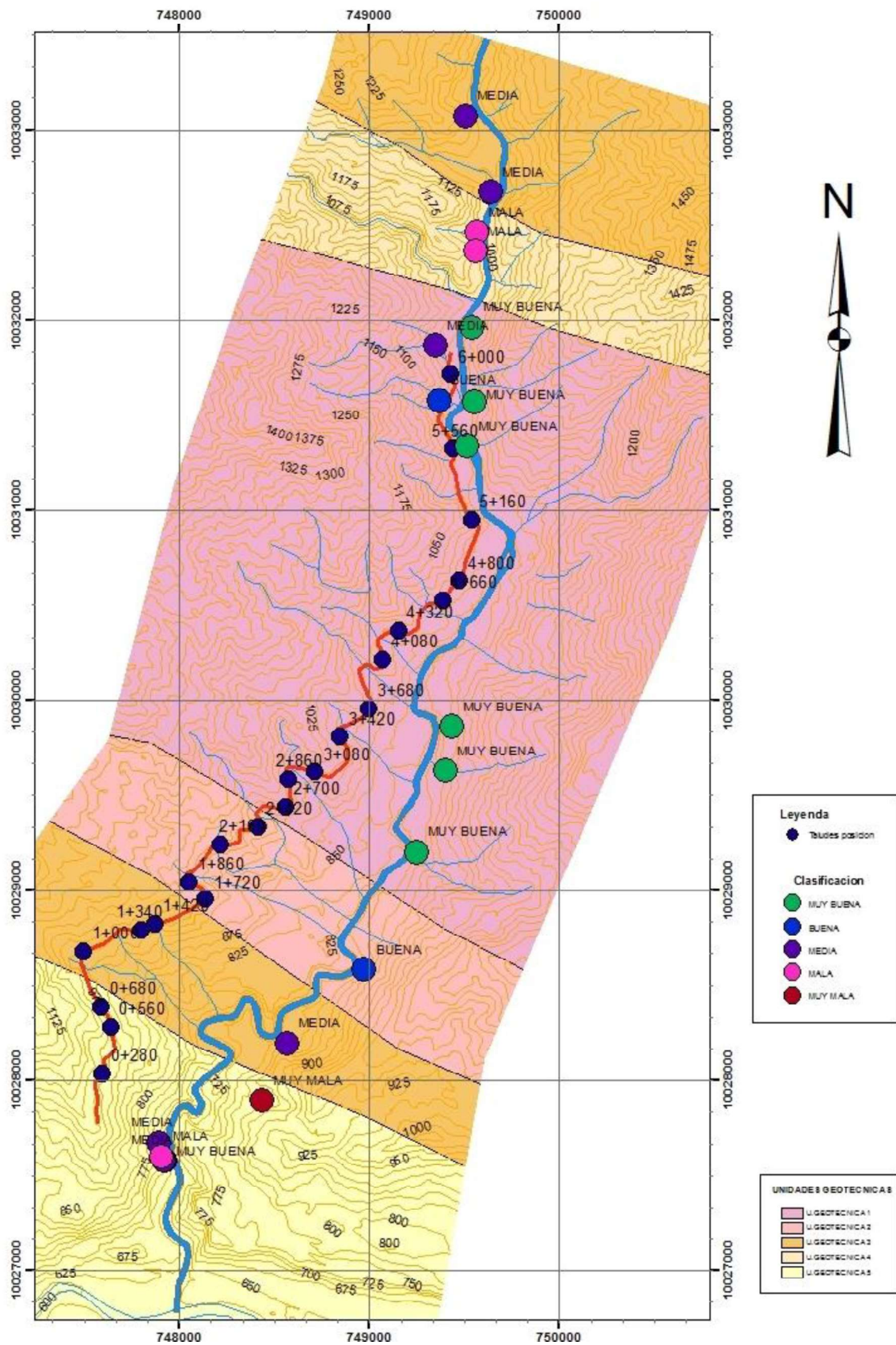


Figura 4.14 Mapa Geotécnico de la zona de estudio.

5 CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Las clasificaciones geomecánicas son muy utilizadas para evaluar un material de macizo rocoso dentro de las excavaciones subterráneas o en túneles porque consideran parámetros que sentencian directamente las propiedades del macizo rocoso como son: la orientación de las juntas, el espaciado entre ellas, su rugosidad, entre otros, de manera que se puede evaluar la estabilidad del talud.
- Los resultados de las clasificaciones geomecánicas RMR, Q-system y Q-slope son relativamente aproximados, al ser observacionales, y las calidades de la roca son generalmente buenas. En los sitios donde se aprecian malas calidades de roca se observó que son sitios puntuales o no abarcan grandes extensiones de terreno.
- Al evaluar las clasificaciones geomecánicas y al correlacionarlas a lo largo del trayecto del canal de conducción, se fue muy conservador de tal manera que, los resultados no presenten valores muy altos ni se sobrevaloren a los afloramientos.
- Los resultados de la calidad de roca son muy buenos y no muy lejanos a lo que puede existir en condiciones naturales, sin embargo, se debe considerar la presencia de posibles fallas o discontinuidades que no se percibieron ya sea por el exceso de vegetación en la zona o porque no afloran a manera superficial.
- Se obtuvo en el presente estudio, 3 principales familias de discontinuidades:
Familia I: N43 / 90SE
Familia II: N343 / 80NE
Familia III: N104 / 46SW
- La rotura curva y la rotura por pandeo en roca no ocurren a lo largo del trazado del proyecto, debido a que no se cumplen con las condiciones para su desarrollo.
- Las roturas planas solo se presentan con la familia III: N104/46SW porque cumple las condiciones establecidas para que se produzca la rotura.
- Las roturas en cuña se presentan entre el cruce de las familias I y III (N43/90SE - N104/46SW) y las familias II y III (N343/80NE - N104/46SW) debido a su cumplimiento con las condiciones establecidas para la rotura en cuña.

- Se concluye que, dentro de los 95 segmentos de taludes, 10 sitios son susceptibles a una rotura plana, 24 sitios a la rotura en cuña y 22 sitios con respecto a la rotura por vuelco.
- Los FS de la rotura plana y la rotura en cuña presentan significativamente valores altos en su mayor parte, debido a la cohesión y al ángulo de resistencia al corte de los macizos rocosos obtenidos en el laboratorio.
- Los sitios más inestables y vulnerables a cualquier desprendimiento se producen en los suelos debido a que las rocas presentan valores muy altos de FS y permanecen estables.
- A pesar de que las condiciones cumplen con las roturas para cuña y plana, los resultados de no susceptibles son debido a que el FS es demasiado alto. El peso propio del bloque o cuña, genera una fuerza que no sobrepasa a las fuerzas desestabilizantes o de empuje del talud, por lo tanto, no se cumple.
- Una Unidad Geotécnica considera la clasificación geomecánica en roca y su respectivo comportamiento; sin embargo, para los suelos y los depósitos cuaternarios que no fueron evaluados geomecánicamente, se tuvo que otorgar una Unidad Geotécnica adicional, refiriéndose a esto como materiales sueltos.
- Se debe que considerar que la Unidad Geotécnica 5, donde se ubican las pizarras, puede ser vulnerable al momento de la construcción del canal de conducción debido a que se encuentran muy fisibles y muestran varios planos de debilidad.
- Los mapas de susceptibilidad presentan pocos tramos susceptibles tanto a rotura en plana como a rotura en cuña a pesar de poseer afloramientos de macizos rocosos que cumplan con las condiciones favorables para un rompimiento y las propiedades geomecánicas de la roca disminuyan la estabilidad.

5.2 Recomendaciones

- Si se observan más discontinuidades, más juegos de familias, presencia de rellenos arcillosos o con milonita al momento de la construcción ingenieril, se tendrá que recalificar el afloramiento afectado.
- Si al realizar las excavaciones no se considera el ángulo de inclinación o el buzamiento del corte de talud que se predijo porque se cambia la orientación de la

excavación o se modifica porque se presenta alguna falla estructural, se debería volver a analizar todos los procedimientos realizados considerando el nuevo valor de buzamiento del corte de talud.

- Se debería considerar el ángulo de estabilidad (β) en el caso de que exista una reevaluación del ángulo de corte de taludes.
- Puede cambiar el SRFa-b-c del sistema Q-slope si al excavar se encuentran discontinuidades con arcillas o roca triturada en mayores dimensiones. El SRFa considerado en el presente estudio, trabaja con dimensiones menores de afloramientos, en menor proporción y en escala pequeña.
- Es recomendable mantener el ángulo del corte del talud (63°) puesto que presenta excelentes resultados en todos los procesos realizado en este trabajo.
- En el caso de existir una variación en las orientaciones de alguno de los taludes, debería presenciarse una recalificación de los taludes y con ello, de todos los procesos realizados.

BIBLIOGRAFÍA

- Aspden, J., Litherland, M. (1992). The geology and Mesozoic collisional history of the Cordillera Real, Ecuador. Elsevier B. V.
- ASTM D1557. (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort. *Development of International Standards*.
- ASTM D2487. (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). *Development of International Standards*.
- ASTM D2850. (2015). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. *Development of International Standards*.
- ASTM D3080. (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. *Development of International Standards*.
- ASTM D3148 & ISRM. (2002). Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D5731. (2016). Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications. *Development of International Standards*.
- ASTM D7012 (2014). Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. *Development of International Standards*.
- Bar, N., Barton, N. (2017). The Q-slope Method for Rock Slope Engineering. International Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering. Vol 50(12). Springer-Verlag, Vienna, Austria. Pp. 1-2.
- Barton, N., Bar, N. (2015). Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects. Schubert (ed). Eurock 2015 and 64th geomechanics colloquium. Pp. 1-6.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Pp. 193- 202.
- Bès de Berc, S., Soula, J.C., Baby, P., Souris, M., Christophoul, F., Rosero, J. (2005). Geomorphic evidence of active deformation and uplift in a modern continental wedge-top-foredeep transition: Example of the eastern Ecuadorian Andes. Elsevier B.V.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. Wiley-Interscience. New York. Pp. 50-60.
- Bishop, A. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique 5(1).

- Crespo, C. (2010). Mecánica de suelos y cimentaciones. México D.F., México. Sexta edición. Editorial Limusa S.A.
- Das, B. M. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México D.F., México. Cuarta edición. Cengage Learning.
- Eguez, A. (1986). Evolution Cenozoique de la Cordillere Occidentale septentrionale d'Equateur (0°0'15'S – 01°10'S), les mineralisations associées. Doc. Thesis, UPMC. Paris.
- Geosuelos Cía. Ltda. (2016). Informe del Estudio de Mecánica de Suelos. Proyecto Hidroeléctrico Río Magdalena. Quito-Ecuador.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M. (2011). Geological Engineering. Editorial CRC Press/Balkema.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid, España. Primera edición. Pearson Education.
- Grimstad, E., Barton, N. (1993). Updating of the Q-System for NMT. In Kompen, Opsahl & Berg (eds). Proc. of Int. Symp. on Sprayed Concrete – Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support. Fagernes. Oslo: Norwegian Concrete Association. Pp 3-7.
- Hidroequinoccio EP. (2018). Proyecto HidroMagdalena, Quito-Ecuador.
- Hoek, E. (1994). Strength of Rock and Rock Masses. ISRM New Journal, 2, 4-16.
- Hoek, E., Carter, T. G., Diederichs, M.S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. USA.
- Hoek, E., Kaiser, P., Bawden, W. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Netherlands. Balkema.
- Hudson, J., Priest, S. (1979). Discontinuities and rock mass geometry. Intr. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., Vol 16. Pp. 339-362.
- Hughes, R., Bermudez, E. (1997). Geology of the Cordillera Occidental of Ecuador between 0°00' and 1°00'S. Proyecto de desarrollo minero y control ambiental, programa de información cartográfica y geológica. Report Number 4, CODIGEM – British Geological Survey. Quito-Ecuador.
- Hutchinson, J. (1988). General report morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to Geology and Hydrogeology, in Bonnard, C. (ed). Proceedings of the Fifth International Symposium on Landslides, A. Balkema, Netherlands, vol. I.
- INAMHI, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. (2015). Anuario Meteorológico N°52-2012. Pp. 17, 132.
- INEC, Instituto Nacional de Estadística y Censo. (2010). Tabulados Censales. Población por sexo, según provincia, parroquia y cantón de empadronamiento. Recuperado de: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/informacion-censal-cantonal/>

- Lambe, T., Whitman, R. (1984). *Mecánica de Suelos*. México. Editorial Limusa S.A.
- Marinos, P. G., Marinos, V., Hoek, E. (2007). The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses. Published in: *Underground works under special conditions*. Romana, Perucho & Olalla (eds). Pp. 87-93. Recuperado de: <https://www.researchgate.net/publication/266496092>
- NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistencia*. Pp. 27-32.
- Palmstrom, A. (1974). Characterization of jointing density and the quality of rock masses (in Norwegian). Internal report, A.B. Berdal, Norway. Pp. 26.
- Palmstrom, A. (2005). Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). *Elsevier*. Published in *Tunnels and Underground Space Technology* 20, 362-377. Pp. 11-15.
- PDOT, Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Parroquia García Moreno 2014-2019. (2015). GAD Parroquial Rural García Moreno – Cantón Cotacachi. Pp. 6-36.
- PMA, Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas. (2007). *Movimientos en masa en la región andina: Una guía para la evaluación de amenazas*. Publicación Geológica Multinacional No. 4.
- Ramírez, P., Alejano, L. (2008). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Red DESIR. Madrid.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador*. Corporación Editora Nacional. Pp. 27-37.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga – Colombia. Publicaciones UIS.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Análisis Geotécnico*. Tomo 1. Bucaramanga – Colombia. Publicaciones UIS.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Técnicas de remediación*. Tomo 2. Bucaramanga – Colombia. Publicaciones UIS.
- Vallejo, C. (2007). *Evolution of the Western Cordillera in the Andes of Ecuador (Late Cretaceous-Paleogene)*.
- Varnes, D. (1958). *Landslides types and processes*. E. B. (ed.). *Landslides and Engineering Practice*. Highway Res. Board Special Report 29.
- Varnes, D. (1978). *Slope movements, types and processes*. *Landslides: Analysis and control, transportation research board, Spec. Rep. 176*. National Academy of Science, Washington.
- Wyllie, D. C., Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering*. Civil and Mining. 4th Edition. London: Spon Press.

6 ANEXOS

6.1 Anexo I. Análisis de Rotura Plana

Condiciones de corte para rotura plana con respecto a la familia I de discontinuidad.

Segmen tos de Taludes	ROTURA PLANA FAMILIA I; EN DONDE: $\alpha = 90$, RUMBO (R) = 43																	
	Condición desviación máx. 20°							Condición $\psi > \alpha$				Condición $\alpha > \varphi$			$\psi > \alpha > \varphi$		Rotura Plana	
	N°	R -20°	R +20°	R FI	R >	R <	Total	R ± 20	ψ	α	cond1	$\psi > \alpha$	φ	cond2			$\alpha > \varphi$	condT
1	334	374	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
2	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
3	327	367	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
4	12	52	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
5	18	58	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
6	5	35	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
7	317	357	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
8	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
9	32	72	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
10	327	367	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
11	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
12	308	348	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
13	320	360	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
14	329	369	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
15	22	62	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
16	47	87	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
17	29	69	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
18	56	96	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
19	79	119	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
20	41	81	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
21	50	90	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
22	54	94	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
23	40	80	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
24	25	65	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
25	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
26	301	341	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
27	274	314	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
28	313	353	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
29	45	85	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
30	15	55	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
31	23	63	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
32	5	45	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
33	94	134	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
34	72	112	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
35	52	92	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
36	20	60	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO

37	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
38	40	80	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
39	69	109	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
40	44	84	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
41	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
42	286	326	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
43	33	73	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
44	83	123	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
45	59	99	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
46	2	38	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
47	330	370	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
48	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
49	319	359	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
50	8	32	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
51	75	115	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
52	92	132	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
53	53	93	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
54	28	68	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
55	5	35	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
56	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
57	304	344	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
58	304	344	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
59	14	26	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
60	49	89	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
61	3	37	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
62	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
63	318	358	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
64	324	364	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
65	3	43	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
66	110	150	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
67	63	103	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
68	11	51	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
69	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
70	315	355	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
71	16	24	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
72	73	113	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
73	83	123	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
74	40	80	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
75	16	24	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
76	47	87	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
77	78	118	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
78	10	50	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
79	34	74	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
80	1	39	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
81	8	32	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO

82	1	41	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
83	333	373	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
84	296	336	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
85	319	359	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
86	331	371	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
87	310	350	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
88	328	368	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
89	9	49	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
90	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
91	308	348	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
92	340	380	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
93	4	44	43	1	1	1	SI	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
94	325	365	43	0	1	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
95	11	29	43	1	0	0	NO	63	90	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO

Los valores de los ángulos de resistencia al corte correspondientes a los diferentes tipos de macizos rocosos (φ) obtenidos del ensayo triaxial UU en roca, fueron asignados de acuerdo a la litología encontrada en la zona y a la ubicación de las abscisas de los segmentos de taludes.

El valor de $\varphi=15^\circ$ corresponde a las pizarras mientras que $\varphi=41.33^\circ$ y $\varphi=39.01^\circ$ corresponden a la variedad de volcanosedimentos según su predominio, referentes a los resultados del ensayo triaxial realizado en laboratorio.

Condiciones de corte para rotura plana con respecto a la familia II de discontinuidad.

Segmen tos de Taludes	ROTURA PLANA FAMILIA II; EN DONDE: $\alpha = 80$, RUMBO (R) = 343																	
	Condición desviación máx. 20°							Condición $\psi > \alpha$				Condición $\alpha > \varphi$			$\psi > \alpha > \varphi$		Rotura Plana	
	N°	R -20°	R +20°	R FI	R >	R <	Total	R \pm 20	ψ	α	cond1	$\psi > \alpha$	φ	cond2	$\alpha > \varphi$	$\psi > \alpha > \varphi$		condT
1	334	374	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
2	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
3	327	367	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
4	12	52	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
5	18	58	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
6	5	35	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
7	317	357	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
8	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
9	32	72	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
10	327	367	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO
11	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
12	308	348	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
13	320	360	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
14	329	369	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
15	22	62	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
16	47	87	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
17	29	69	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO

18	56	96	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
19	79	119	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
20	41	81	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
21	50	90	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
22	54	94	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
23	40	80	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
24	25	65	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
25	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
26	301	341	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
27	274	314	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
28	313	353	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
29	45	85	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
30	15	55	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
31	23	63	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
32	5	45	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
33	94	134	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
34	72	112	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
35	52	92	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
36	20	60	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
37	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
38	40	80	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
39	69	109	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
40	44	84	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
41	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
42	286	326	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
43	33	73	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
44	83	123	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
45	59	99	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
46	2	38	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
47	330	370	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
48	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO
49	319	359	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
50	8	32	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
51	75	115	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
52	92	132	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
53	53	93	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
54	28	68	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
55	5	35	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
56	340	380	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
57	304	344	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
58	304	344	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
59	14	26	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
60	49	89	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
61	3	37	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
62	340	380	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO

63	318	358	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
64	324	364	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
65	3	43	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
66	110	150	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
67	63	103	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
68	11	51	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
69	340	380	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
70	315	355	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
71	16	24	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
72	73	113	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
73	83	123	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
74	40	80	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
75	16	24	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
76	47	87	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
77	78	118	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
78	10	50	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
79	34	74	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
80	1	39	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
81	8	32	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
82	1	41	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
83	333	373	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
84	296	336	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
85	319	359	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
86	331	371	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
87	310	350	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
88	328	368	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
89	9	49	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
90	340	380	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
91	308	348	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
92	340	380	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
93	4	44	343	1	1	1	SI	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
94	325	365	343	0	1	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO
95	11	29	343	1	0	0	NO	63	80	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO

El valor de $\varphi=15^\circ$ corresponde a las pizarras mientras que $\varphi=41.33^\circ$ y $\varphi=39.01^\circ$ corresponden a la variedad de volcanosedimentos según su predominio, referentes a los resultados del ensayo triaxial realizado en laboratorio.

Condiciones de corte para rotura plana con respecto a la familia III de discontinuidad.

Segmen tos de Taludes	ROTURA PLANA FAMILIA III; EN DONDE: $\alpha = 46$, RUMBO (R) = 104																		
	Condición desviación máx. 20°							Condición $\psi > \alpha$				Condición $\alpha > \varphi$			$\psi > \alpha > \varphi$			Rotura Plana	
	Nº	R - 20°	R + 20°	R FI	R >	R <	Total	R ± 20	ψ	α	cond1	$\psi > \alpha$	φ	cond2				$\alpha > \varphi$	condT
1	334	374	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	
2	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	
3	327	367	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	

4	12	52	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
5	18	58	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
6	5	35	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
7	317	357	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
8	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
9	32	72	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
10	327	367	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO
11	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
12	308	348	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
13	320	360	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
14	329	369	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
15	22	62	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
16	47	87	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
17	29	69	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
18	56	96	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
19	79	119	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	1	SI
20	41	81	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
21	50	90	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
22	54	94	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
23	40	80	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
24	25	65	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
25	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
26	301	341	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
27	274	314	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
28	313	353	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
29	45	85	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
30	15	55	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
31	23	63	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
32	5	45	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
33	94	134	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	1	SI
34	72	112	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	1	SI
35	52	92	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
36	20	60	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
37	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
38	40	80	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
39	69	109	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	1	SI
40	44	84	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
41	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
42	286	326	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
43	33	73	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
44	83	123	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	1	SI
45	59	99	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
46	2	38	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
47	330	370	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO
48	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO

49	319	359	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
50	8	32	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
51	75	115	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	1	SI
52	92	132	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	1	SI
53	53	93	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
54	28	68	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
55	5	35	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
56	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
57	304	344	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
58	304	344	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
59	14	26	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
60	49	89	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
61	3	37	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
62	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
63	318	358	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
64	324	364	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
65	3	43	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
66	110	150	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
67	63	103	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
68	11	51	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
69	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
70	315	355	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
71	16	24	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
72	73	113	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	1	SI
73	83	123	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	1	SI
74	40	80	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
75	16	24	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
76	47	87	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
77	78	118	104	1	1	1	SI	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	1	SI
78	10	50	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
79	34	74	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
80	1	39	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
81	8	32	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
82	1	41	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
83	333	373	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
84	296	336	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
85	319	359	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
86	331	371	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
87	310	350	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
88	328	368	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
89	9	49	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
90	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
91	308	348	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
92	340	380	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
93	4	44	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO

94	325	365	104	0	1	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO
95	11	29	104	1	0	0	NO	63	46	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO

El valor de $\varphi=15^\circ$ corresponde a las pizarras mientras que $\varphi=41.33^\circ$ y $\varphi=39.01^\circ$ corresponden a la variedad de volcanosedimentos según su predominio, referentes a los resultados del ensayo triaxial realizado en laboratorio.

6.2 Anexo II. Análisis de Rotura en Cuña

Condiciones de corte para rotura en cuña con respecto al cruce entre las familias I-II de discontinuidad.

Segmentos de Taludes	ROTURA EN CUÑA FAMILIA I y II; EN DONDE: $\alpha = 79$												
	Condición $\psi > \alpha$				Condición $\alpha > \varphi$				$\psi > \alpha > \varphi$	Estereograma		Rotura en Cuña	
	Nº	ψ	α	cond1	$\psi > \alpha$	φ	cond 2	$\alpha > \varphi$				condT	Ocurre
1	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
2	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
3	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
4	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
5	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
6	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
7	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
8	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
9	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
10	63	79	0	NO	15	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
11	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
12	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
13	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
14	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
15	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
16	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
17	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
18	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
19	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
20	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
21	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
22	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
23	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
24	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
25	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
26	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
27	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
28	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
29	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
30	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
31	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
32	63	79	0	NO	41.33	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO

79	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
80	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
81	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
82	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
83	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
84	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
85	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
86	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
87	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
88	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
89	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
90	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
91	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
92	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
93	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
94	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO
95	63	79	0	NO	39.01	1	SI	0	NO	0	NO	0	NO

El valor de $\varphi=15^\circ$ corresponde a las pizarras mientras que $\varphi=41.33^\circ$ y $\varphi=39.01^\circ$ corresponden a la variedad de volcanosedimentos según su predominio, referentes a los resultados del ensayo triaxial realizado en laboratorio.

Condiciones de corte para rotura en cuña con respecto al cruce entre las familias I-III de discontinuidad.

Segmentos de Taludes	ROTURA EN CUÑA FAMILIA I y III; EN DONDE: $\alpha = 42$												
	Condición $\psi > \alpha$				Condición $\alpha > \varphi$				$\psi > \alpha > \varphi$	Estereograma		Rotura en Cuña	
	Nº	ψ	α	cond1	$\psi > \alpha$	φ	cond 2	$\alpha > \varphi$				condT	Ocurre
1	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
2	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
3	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
4	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
5	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
6	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
7	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
8	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
9	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
10	63	42	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
11	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
12	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
13	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
14	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
15	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
16	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
17	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
18	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI

19	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
20	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
21	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
22	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
23	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
24	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
25	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
26	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
27	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
28	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
29	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
30	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
31	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
32	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
33	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
34	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
35	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
36	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
37	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
38	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
39	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
40	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
41	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
42	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
43	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
44	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
45	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
46	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
47	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
48	63	42	1	SI	41.33	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
49	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
50	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
51	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
52	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
53	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
54	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
55	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
56	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
57	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
58	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
59	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
60	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
61	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
62	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
63	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
64	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO

65	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
66	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
67	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
68	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
69	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
70	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
71	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
72	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
73	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
74	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
75	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
76	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
77	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	1	SI
78	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
79	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
80	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
81	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
82	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
83	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
84	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
85	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
86	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
87	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
88	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
89	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
90	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
91	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
92	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
93	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
94	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
95	63	42	1	SI	39.01	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO

El valor de $\varphi=15^\circ$ corresponde a las pizarras mientras que $\varphi=41.33^\circ$ y $\varphi=39.01^\circ$ corresponden a la variedad de volcanosedimentos según su predominio, referentes a los resultados del ensayo triaxial realizado en laboratorio.

Condiciones de corte para rotura en cuña con respecto al cruce entre las familias I-III de discontinuidad.

Segmentos de Taludes	ROTURA EN CUÑA FAMILIA II y III; EN DONDE: $\alpha = 39$												
	Condición $\psi > \alpha$				Condición $\alpha > \varphi$			$\psi > \alpha > \varphi$		Estereograma		Rotura en Cuña	
	Nº	ψ	α	cond1	$\psi > \alpha$	φ	cond 2					$\alpha > \varphi$	condT
1	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
2	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	1	SI	1	SI
3	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
4	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	1	SI	1	SI

5	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	1	SI	1	SI
6	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	1	SI	1	SI
7	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
8	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	1	SI	1	SI
9	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	1	SI	1	SI
10	63	39	1	SI	15	1	SI	1	SI	0	NO	0	NO
11	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
12	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
13	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
14	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
15	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
16	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
17	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
18	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
19	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
20	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
21	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
22	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
23	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
24	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
25	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
26	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
27	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
28	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
29	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
30	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
31	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
32	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
33	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
34	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
35	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
36	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
37	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
38	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
39	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
40	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
41	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
42	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
43	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
44	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
45	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
46	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
47	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
48	63	39	1	SI	41.33	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
49	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
50	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO

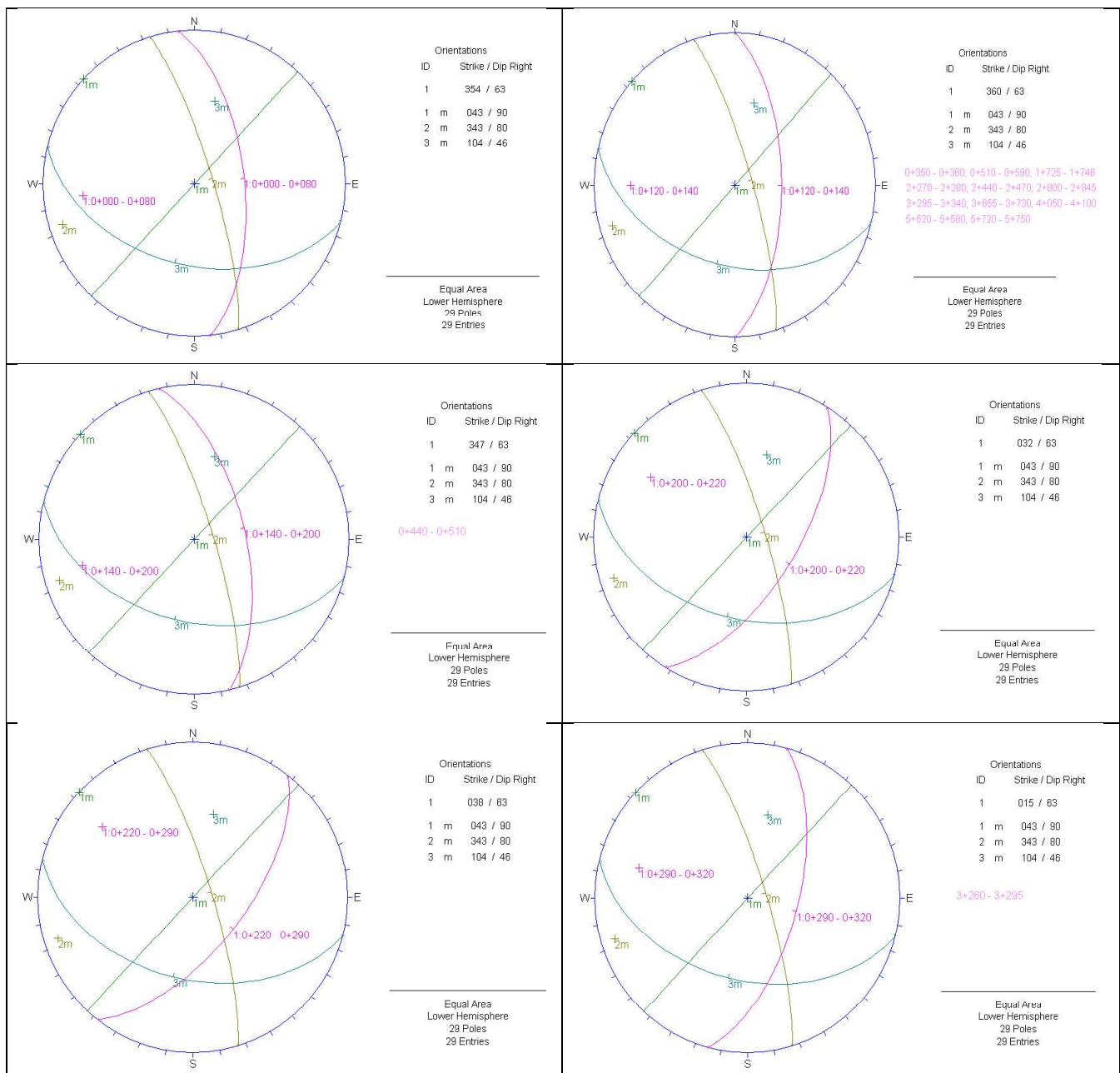
51	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
52	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
53	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
54	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
55	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
56	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
57	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
58	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
59	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
60	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
61	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
62	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
63	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
64	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
65	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
66	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
67	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
68	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
69	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
70	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
71	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
72	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
73	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
74	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
75	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
76	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
77	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
78	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
79	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
80	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
81	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
82	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
83	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
84	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
85	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
86	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
87	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
88	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
89	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
90	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
91	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
92	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
93	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO
94	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	0	NO	0	NO
95	63	39	1	SI	39.01	0	NO	0	NO	1	SI	0	NO

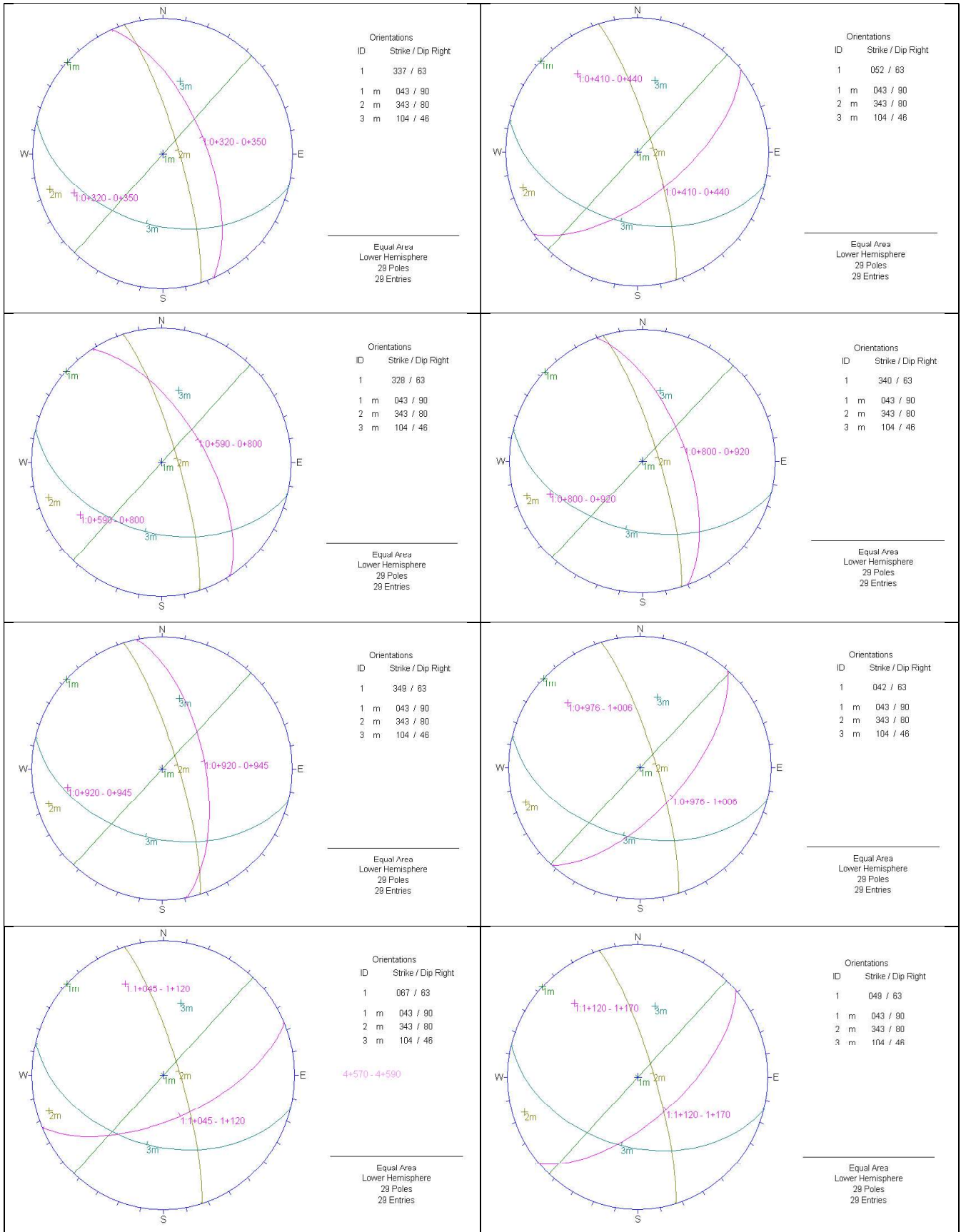
El valor de $\varphi=15^\circ$ corresponde a las pizarras mientras que $\varphi=41.33^\circ$ y $\varphi=39.01^\circ$ corresponden a la variedad de volcanosedimentos según su predominio, referentes a los resultados del ensayo triaxial realizado en laboratorio.

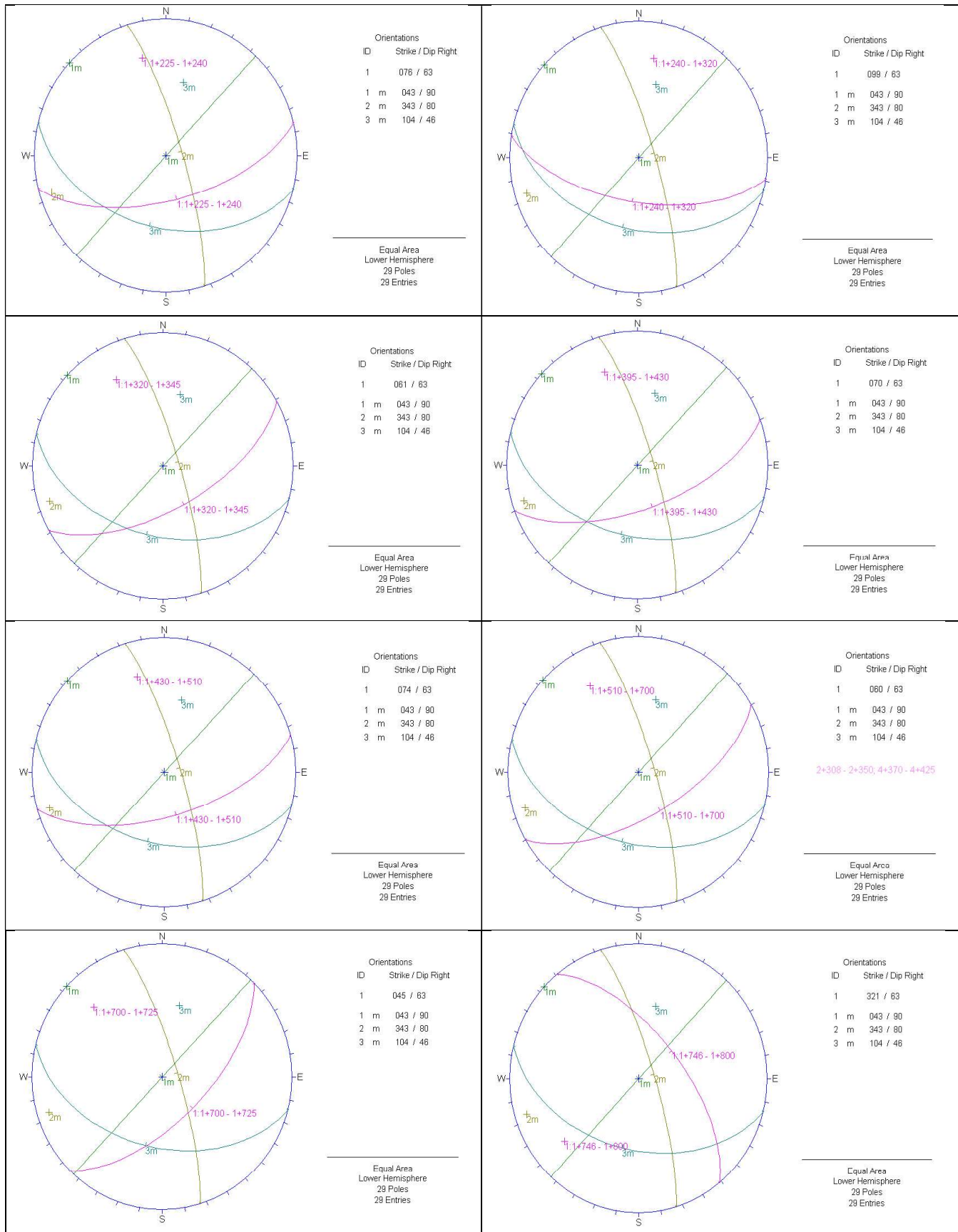
6.3 Anexo III. Proyecciones Estereográficas

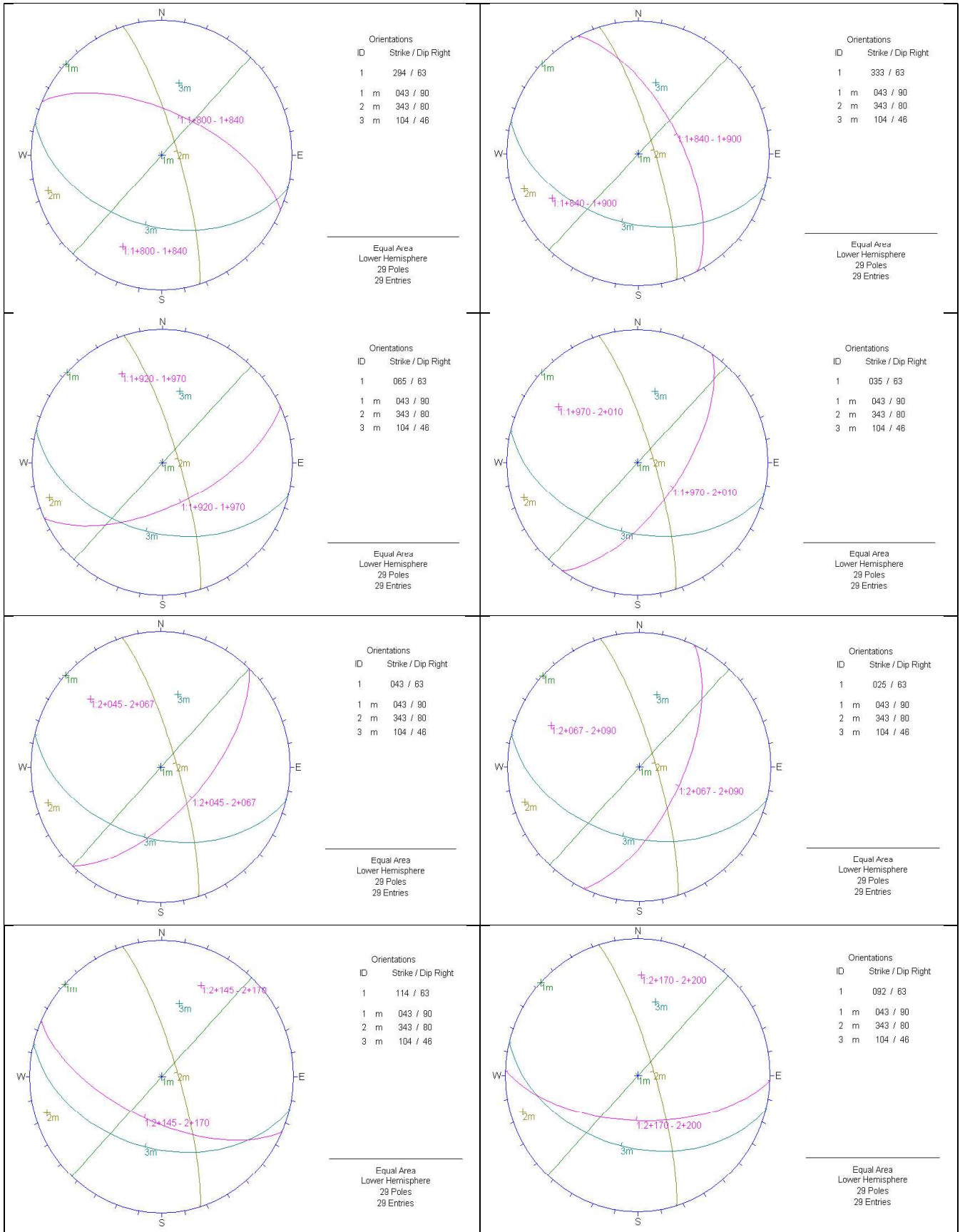
Proyección estereográfica de los 95 segmentos de taludes con respecto a las 3 principales familias de discontinuidades.

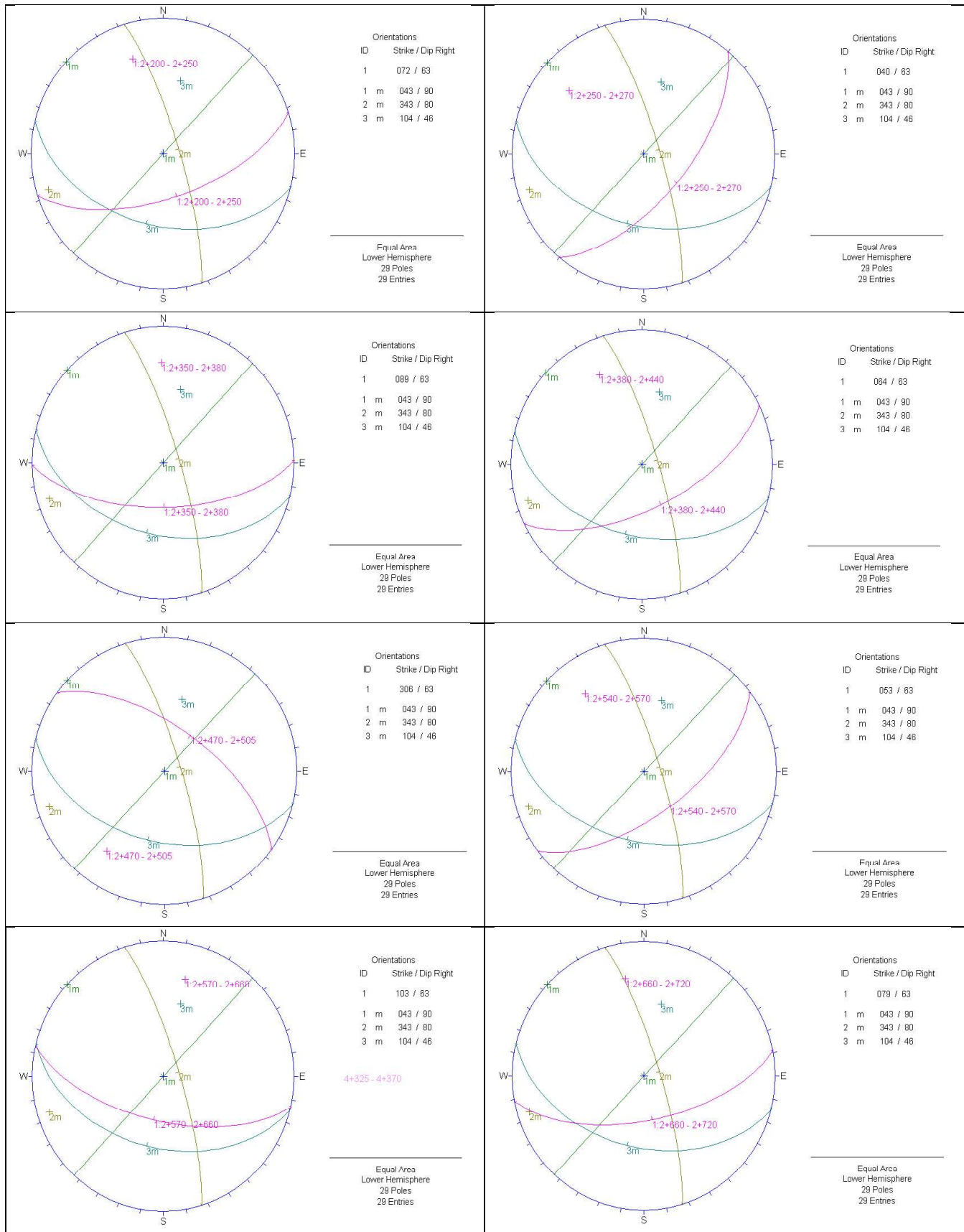
Los planos de discontinuidades se simbolizan como 1m (verde claro) y 2m (marrón oscuro), considerándose como las familias I y II, respectivamente. Mientras que el plano de estratificación 3m (celeste) está representada la familia III y el plano del talud (fucsia) con el número 1.

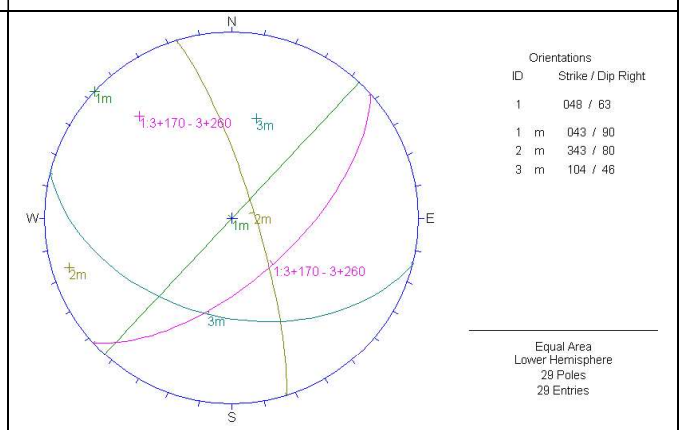
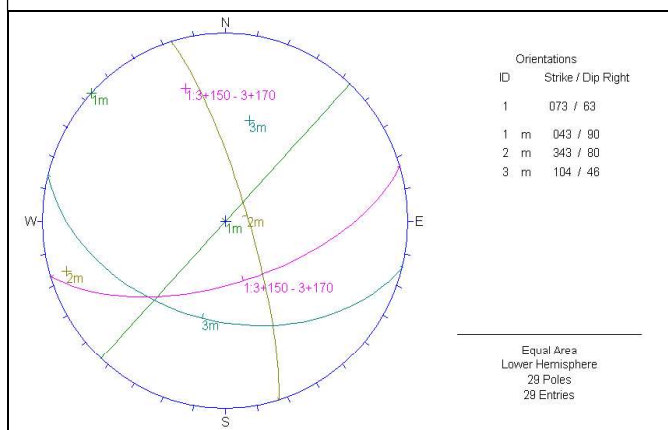
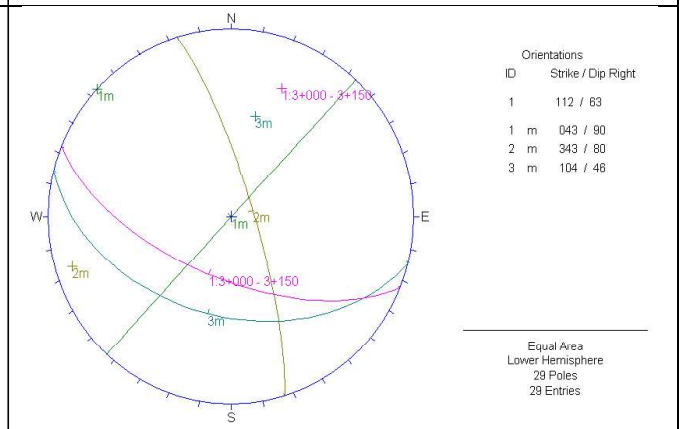
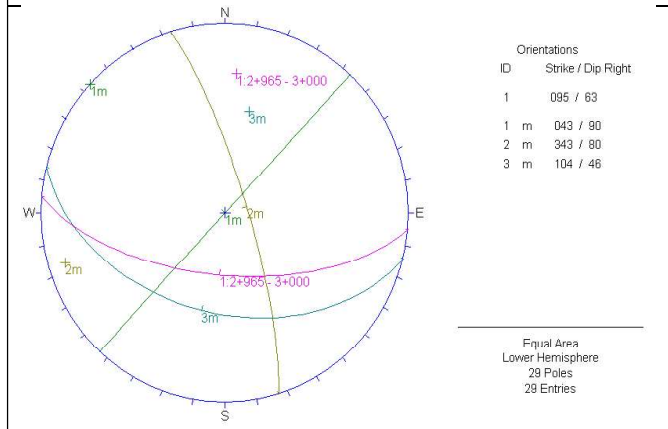
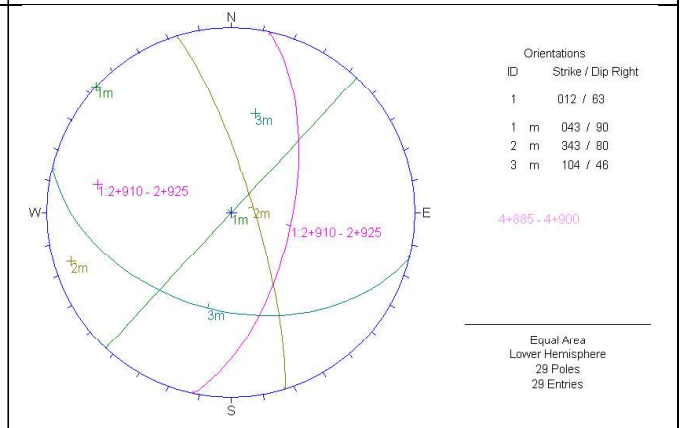
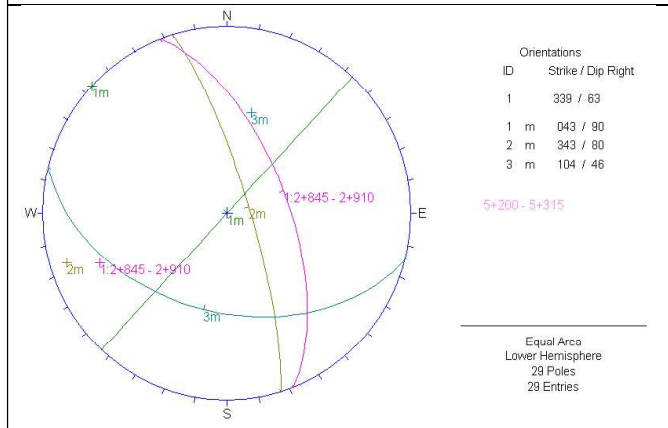
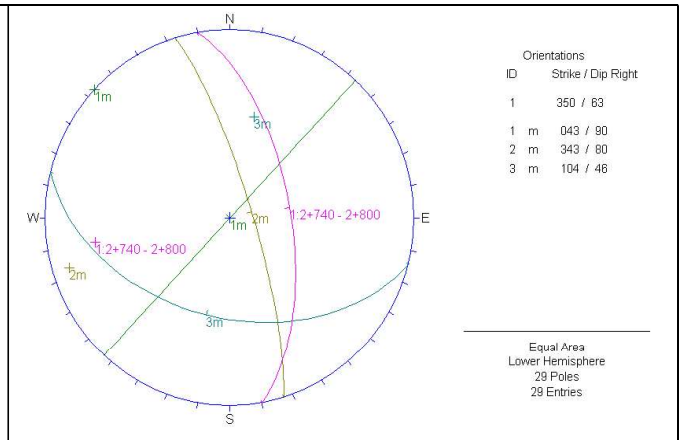
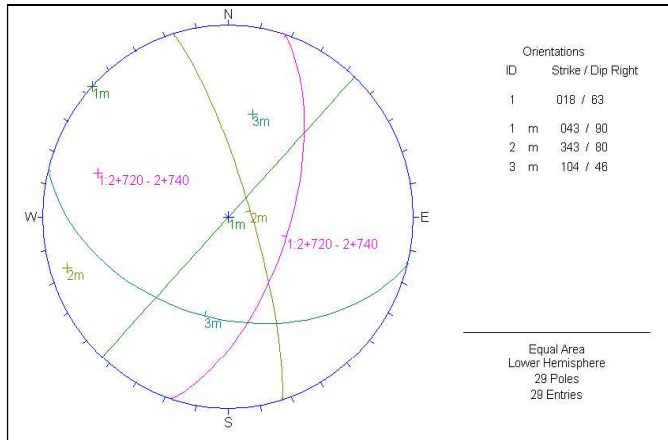


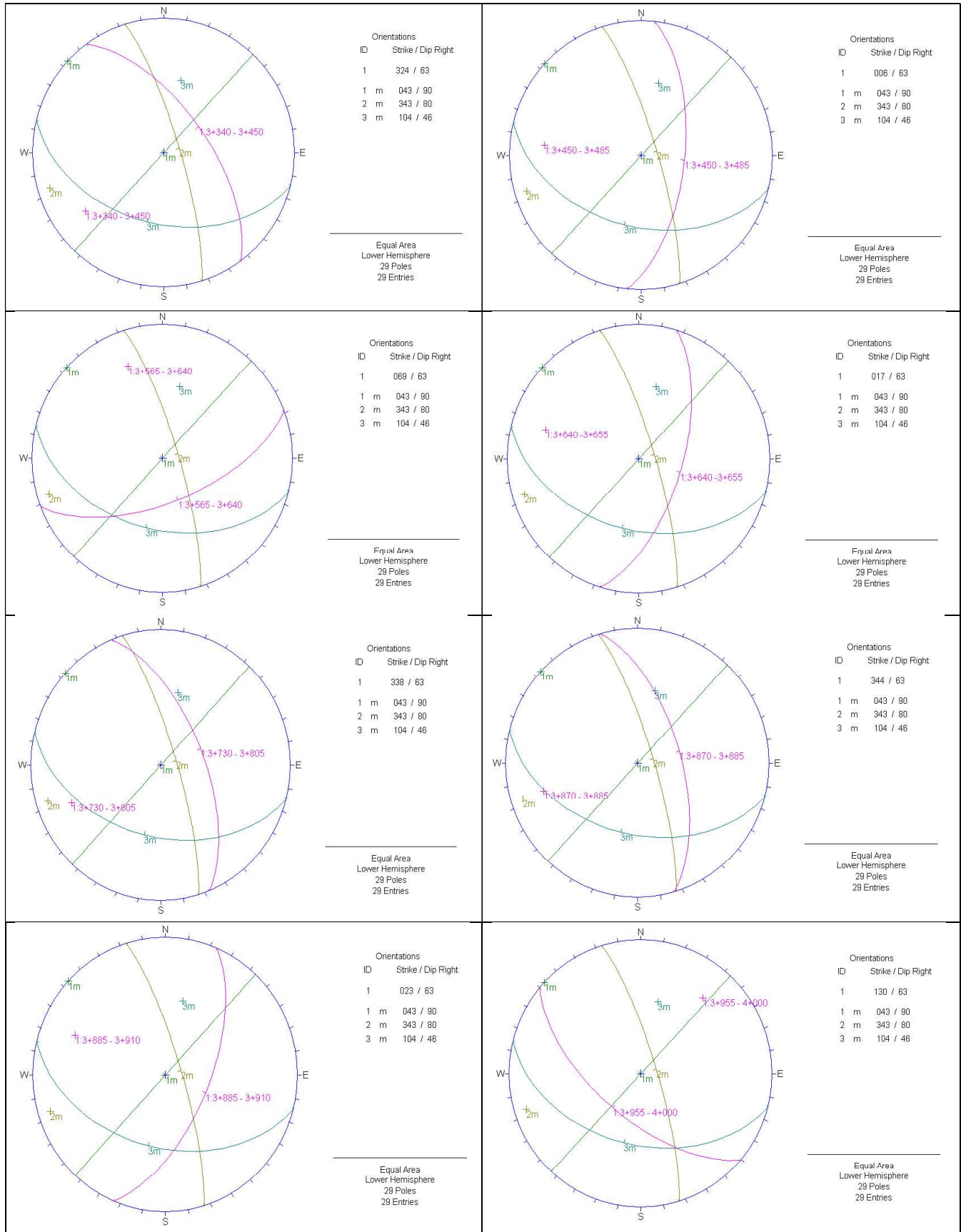


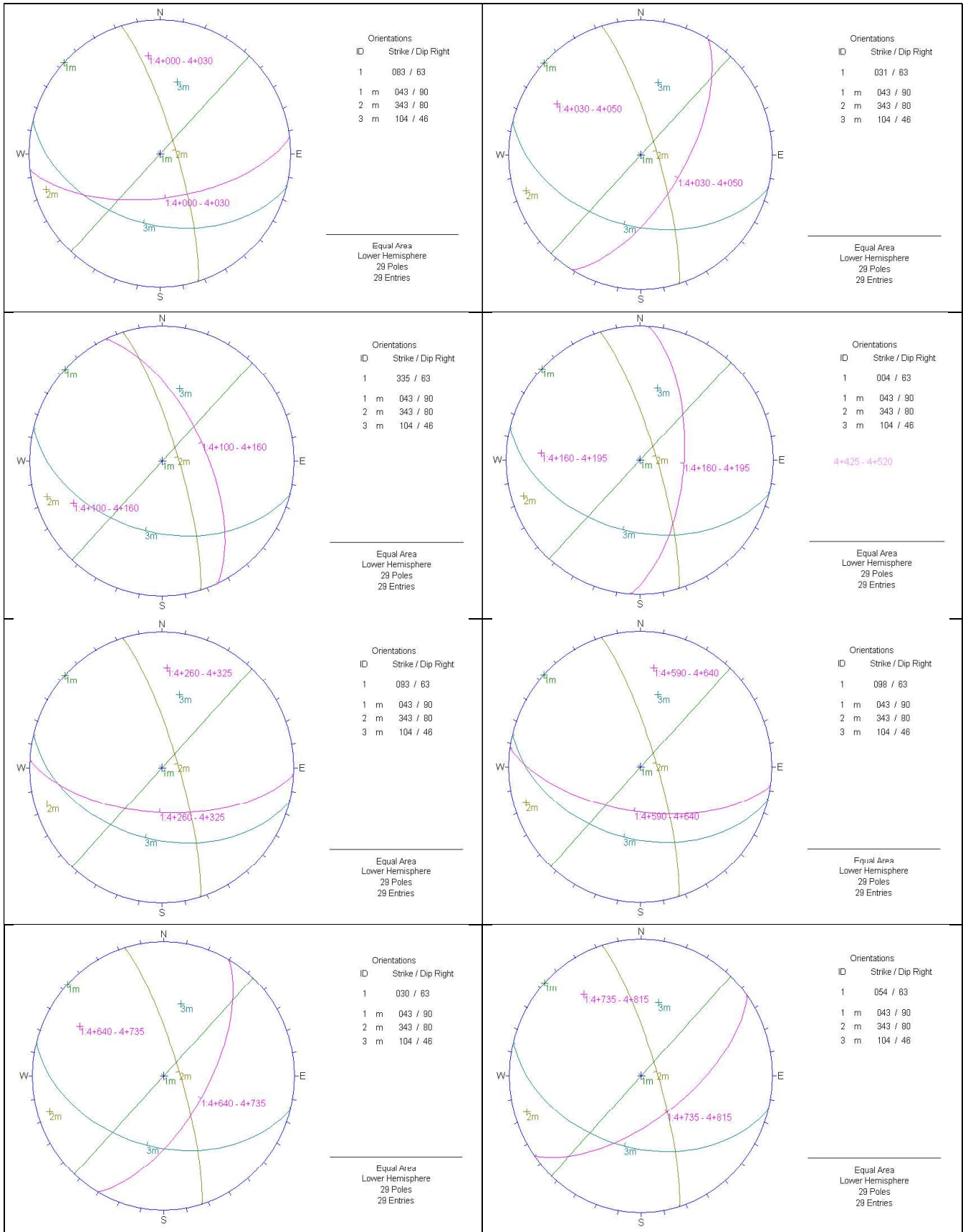


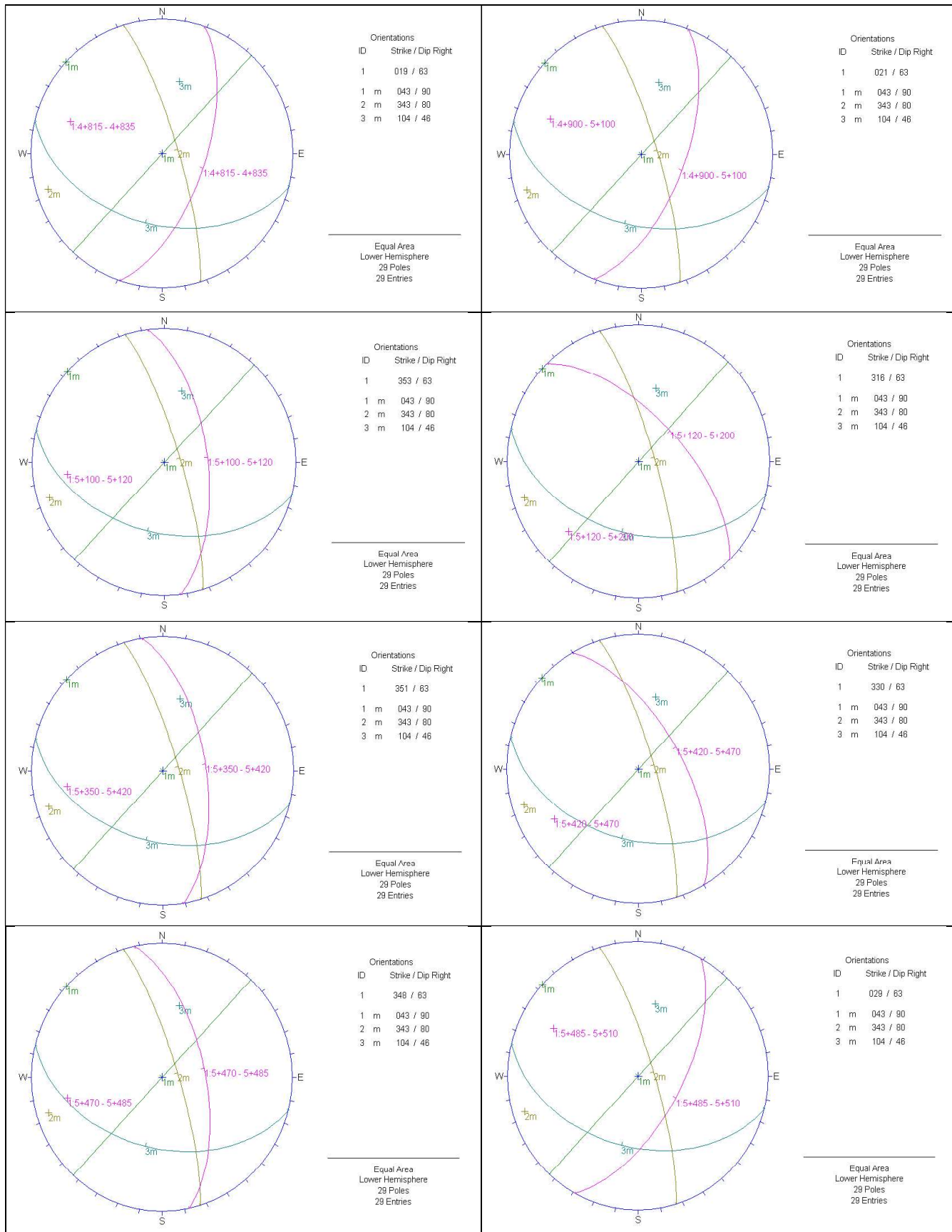


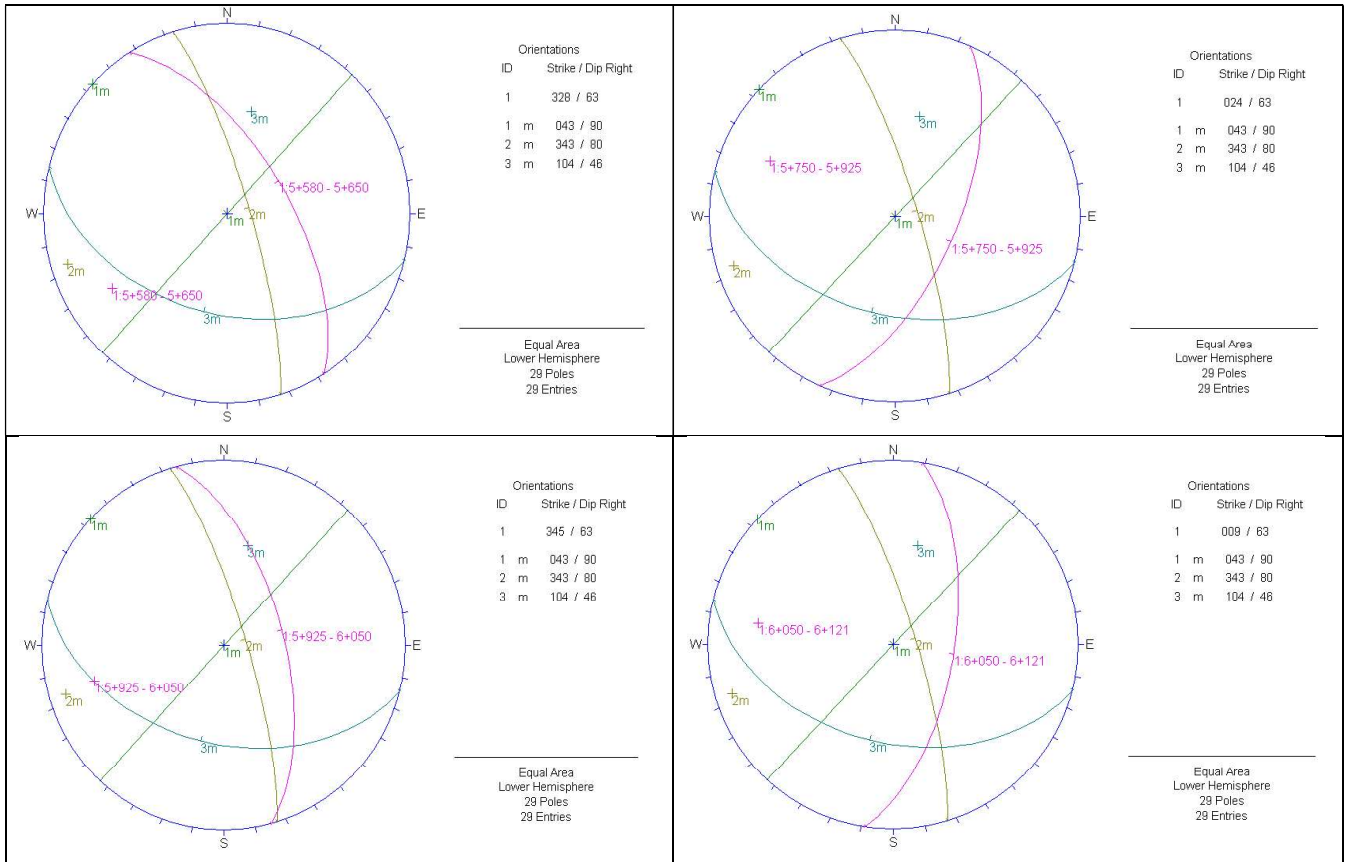






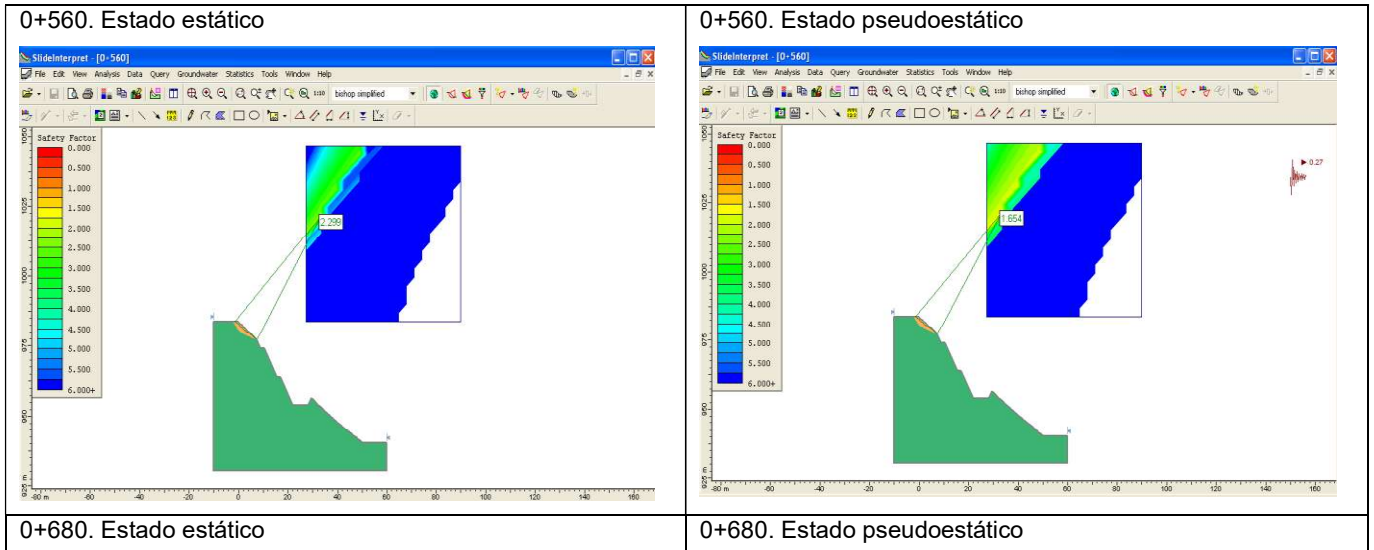


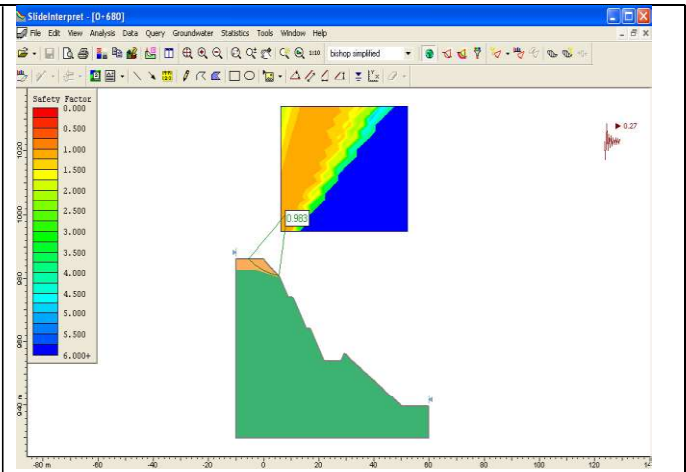
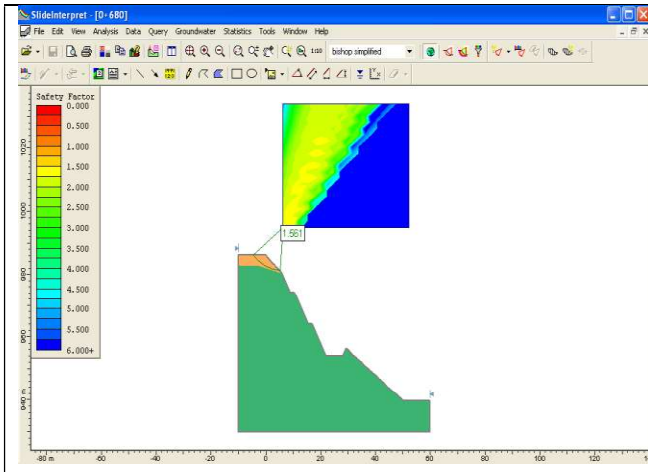




6.4 Anexo IV. Gráficas de susceptibilidad por desplazamiento

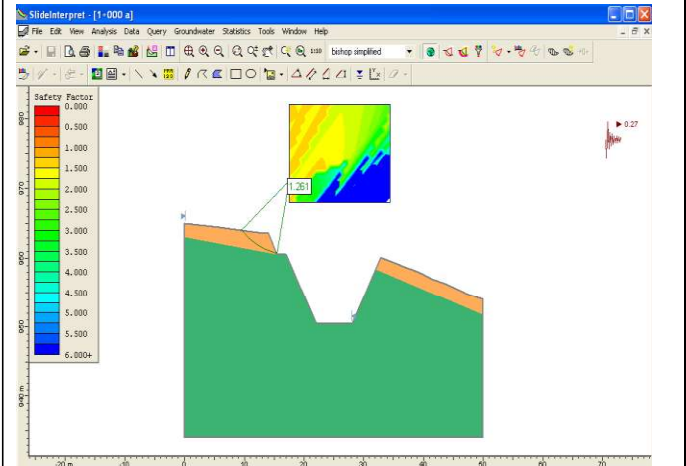
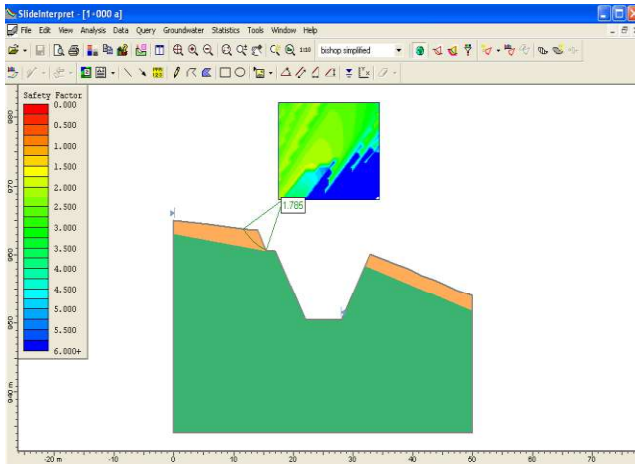
Modelos estáticos vs pseudoestáticos de 22 taludes mediante el programa Slide 5.0, que permiten la visualización del análisis de susceptibilidad por desplazamiento.





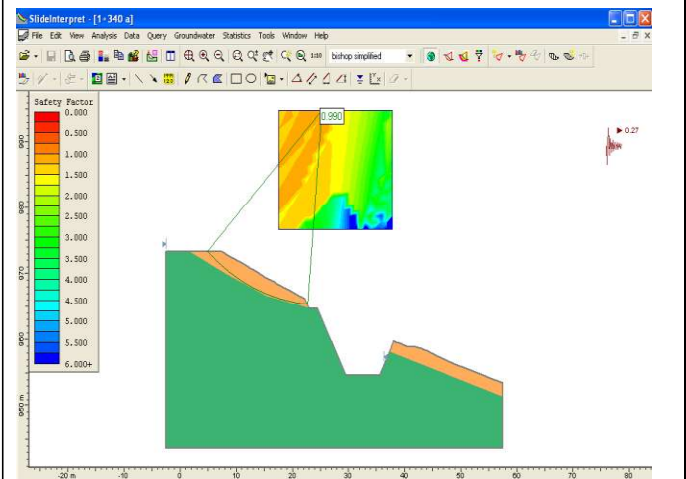
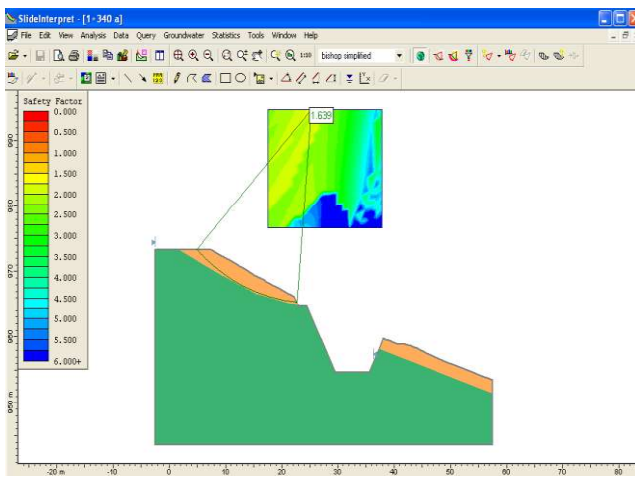
1+000(a). Estado estático

1+000(a). Estado pseudoestático



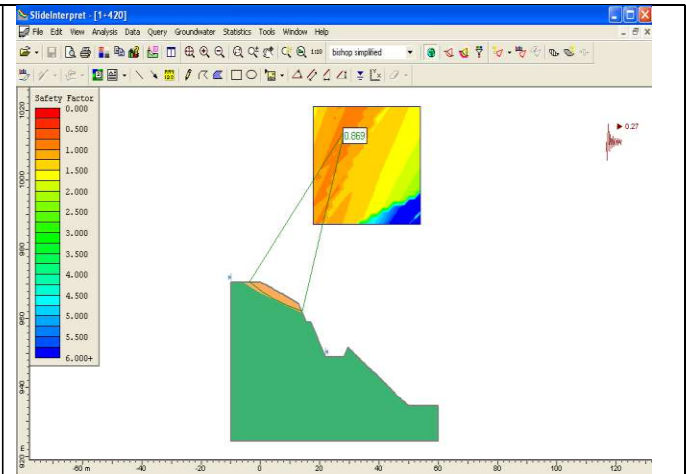
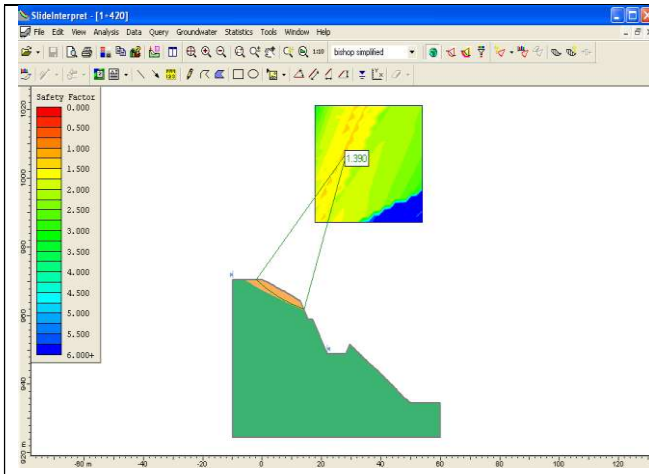
1+340(a). Estado estático

1+340(a). Estado pseudoestático



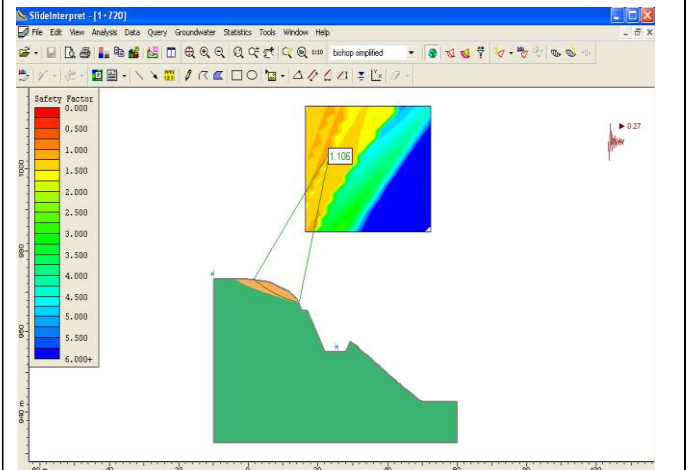
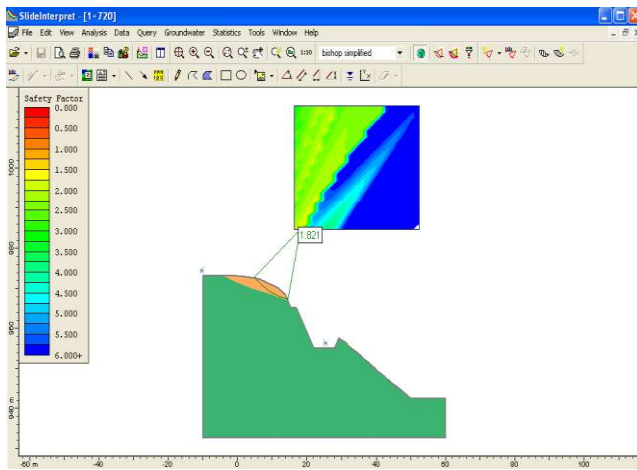
1+420. Estado estático

1+420. Estado pseudoestático



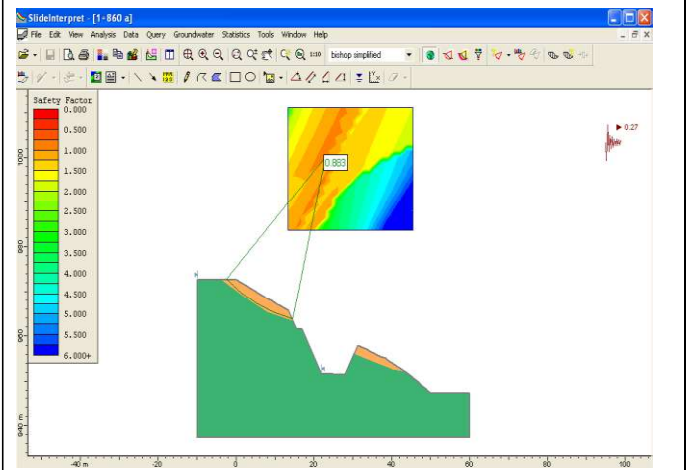
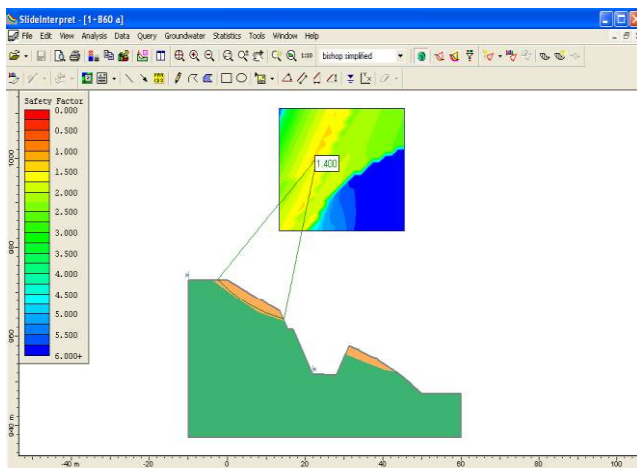
1+720. Estado estático

1+720. Estado pseudoestático



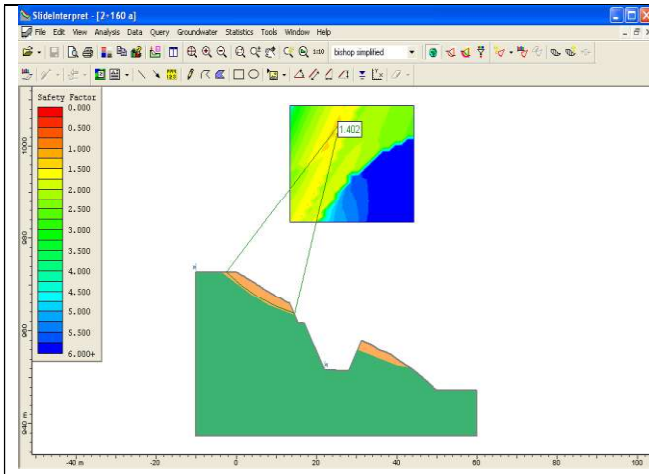
1+860(a). Estado estático

1+860(a). Estado pseudoestático

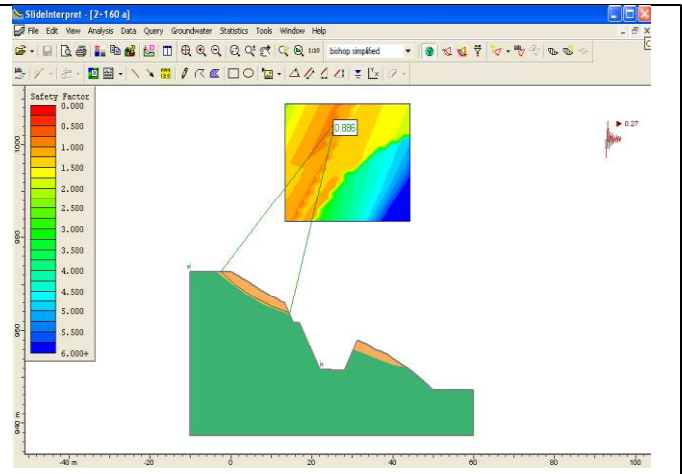


2+160(a). Estado estático

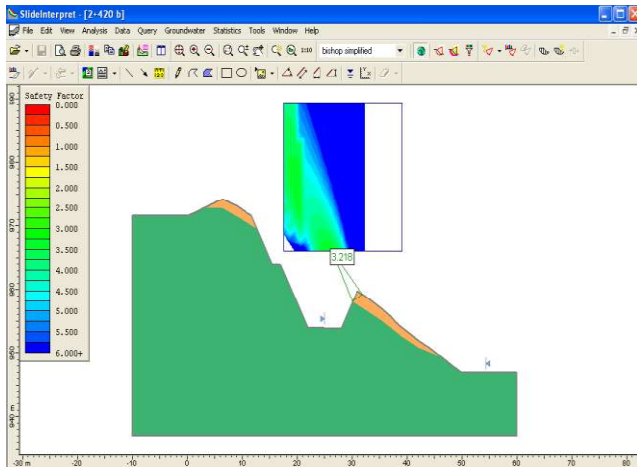
2+160(a). Estado pseudoestático



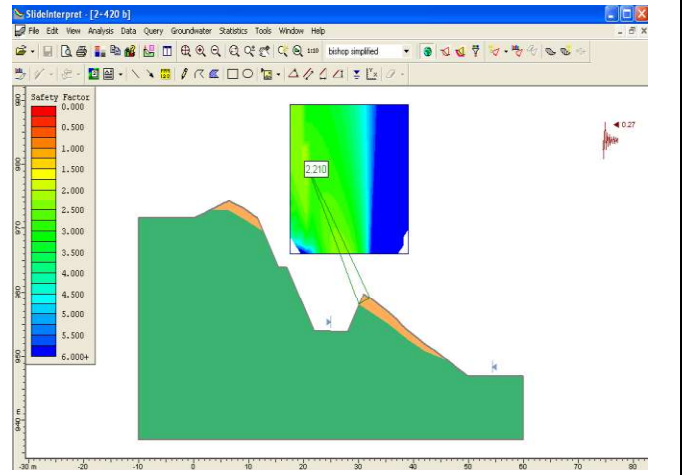
2+420(b). Estado estático



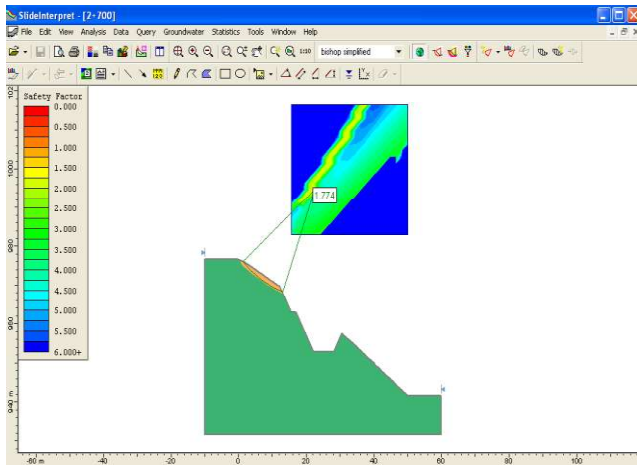
2+420(b). Estado pseudoestático



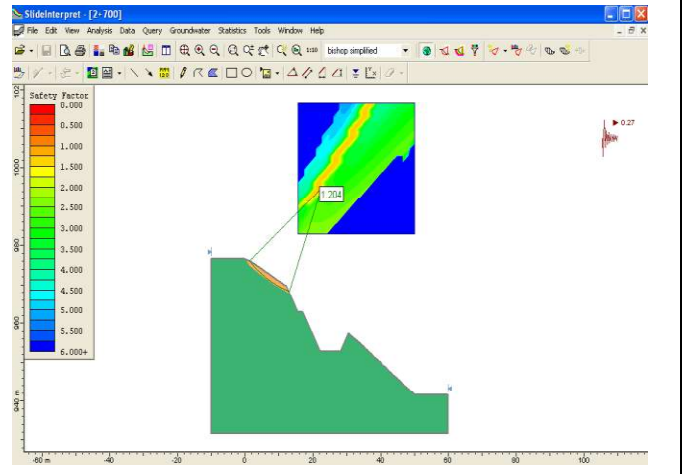
2+700. Estado estático



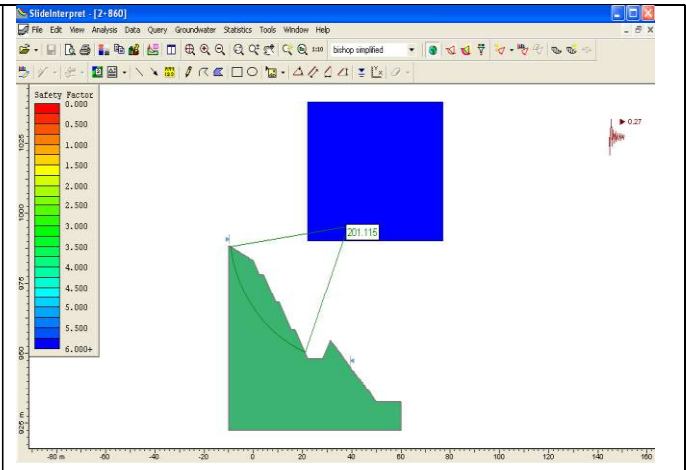
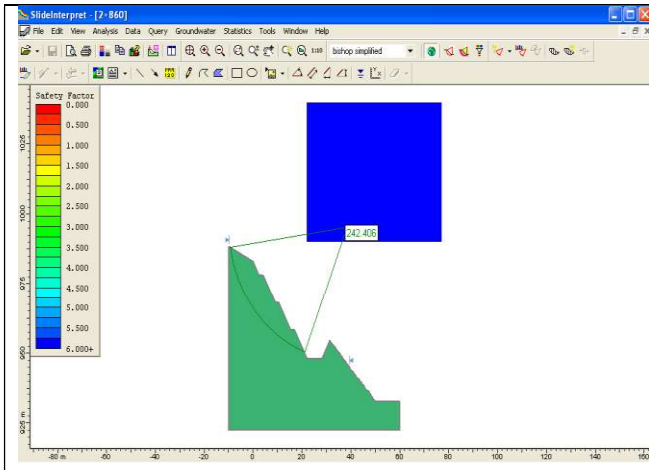
2+700. Estado pseudoestático



2+860. Estado estático

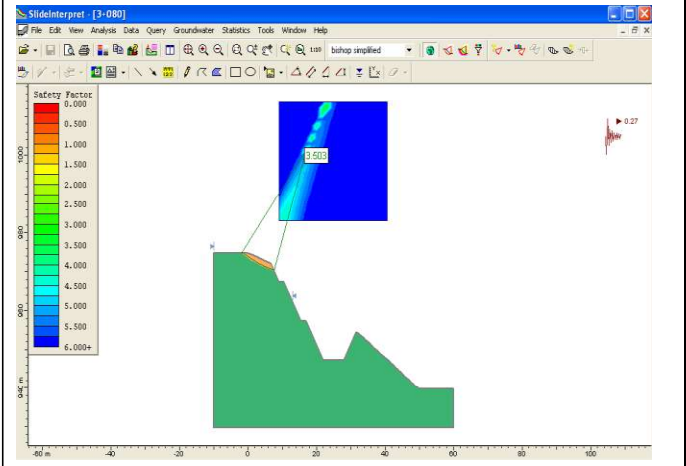
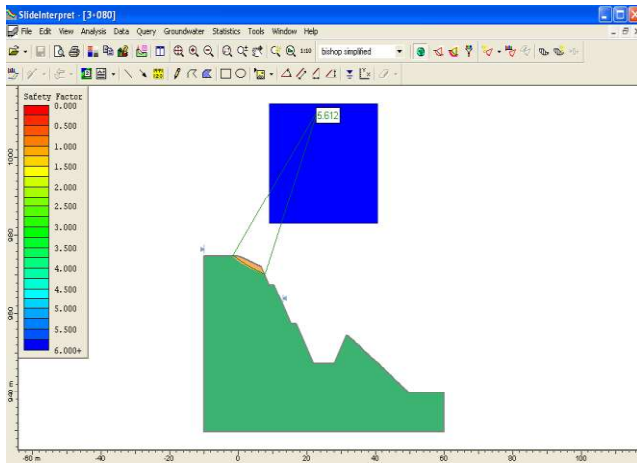


2+860. Estado pseudoestático



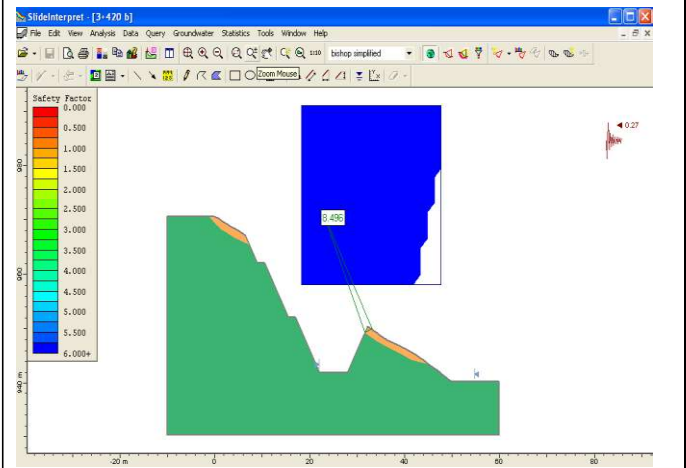
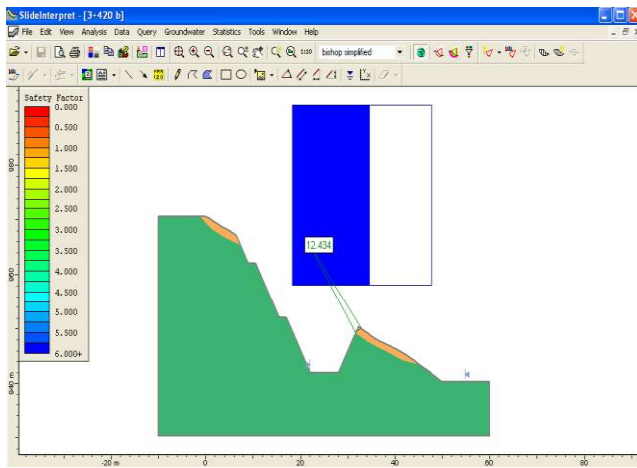
3+080. Estado estático

3+080. Estado pseudoestático



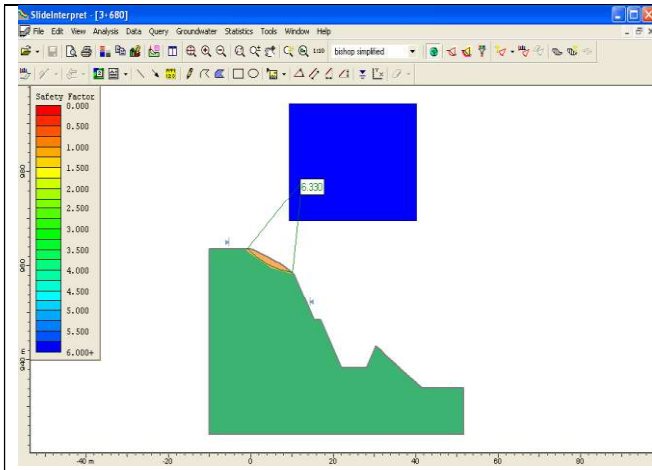
3+420(b). Estado estático

3+420(b). Estado pseudoestático

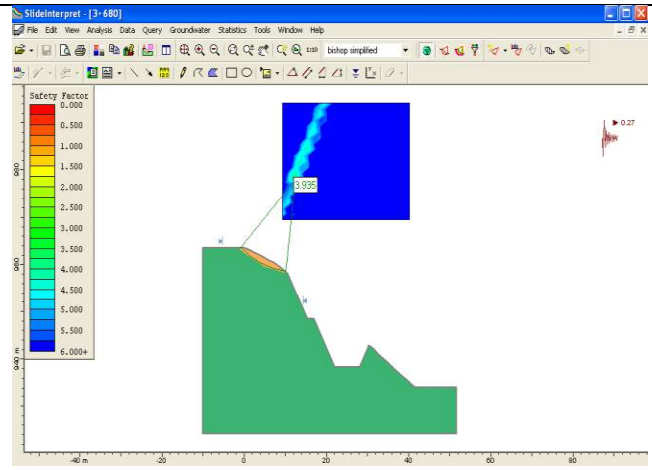


3+680. Estado estático

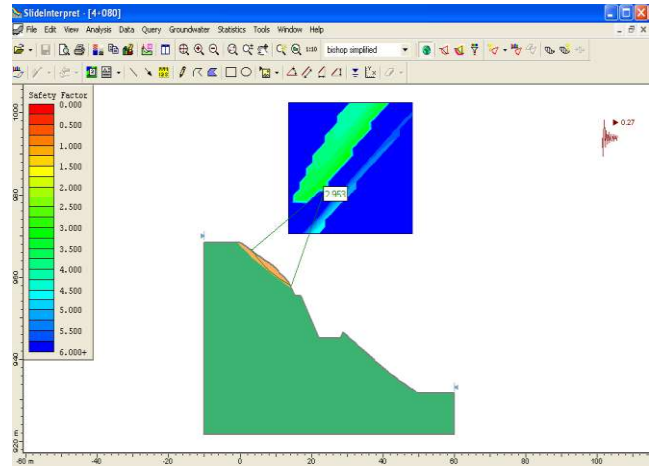
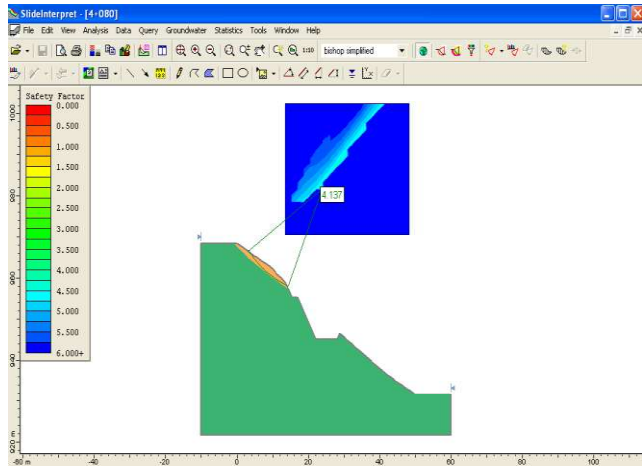
3+680. Estado pseudoestático



4+080. Estado estático

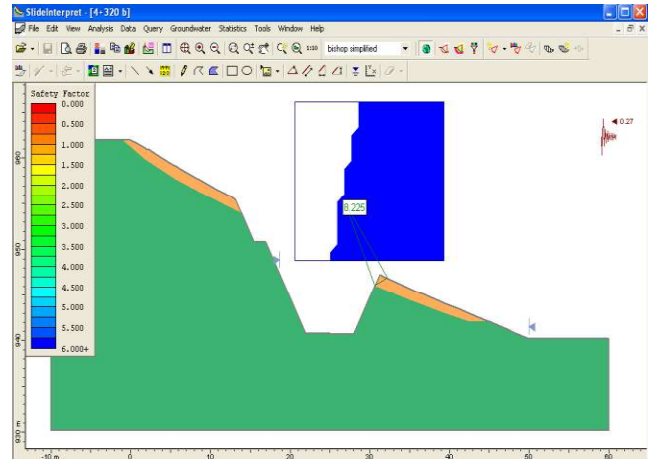
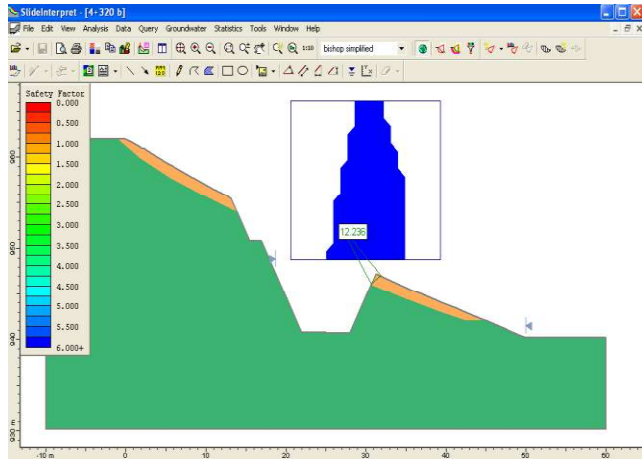


4+080. Estado pseudoestático



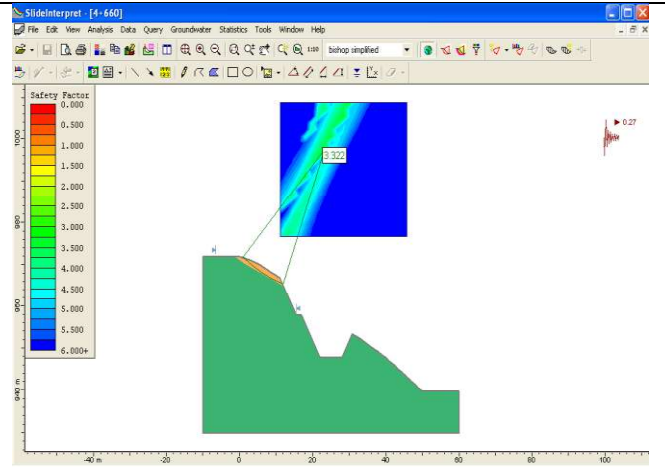
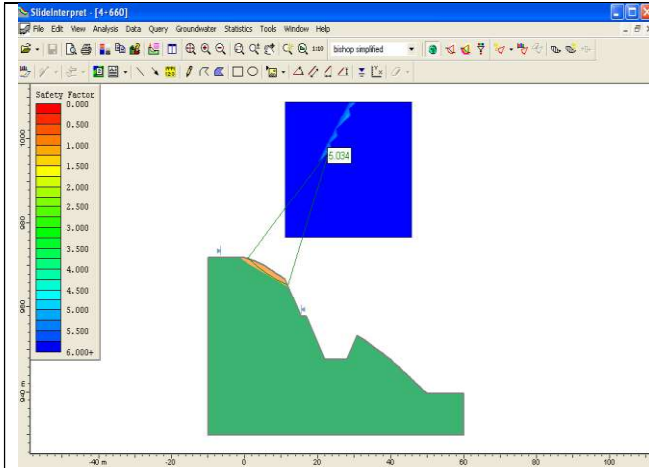
4+320(b). Estado estático

4+320(b). Estado pseudoestático



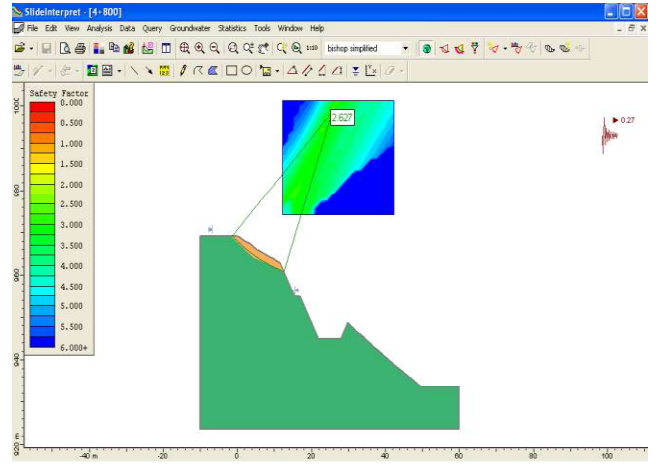
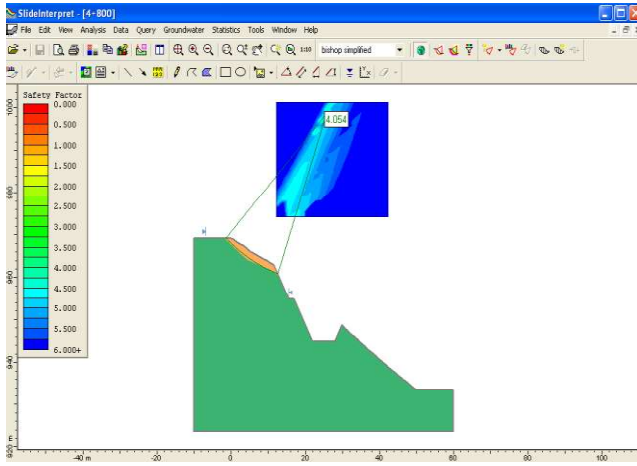
4+660. Estado estático

4+660. Estado pseudoestático



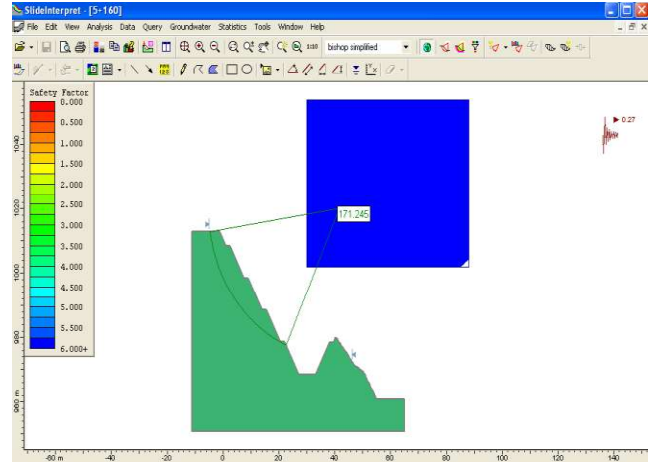
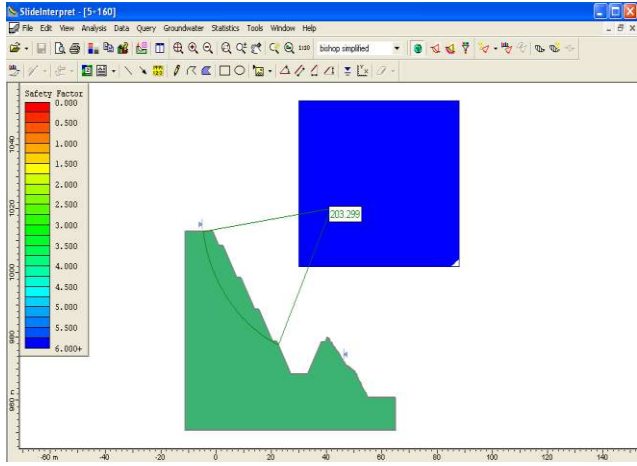
4+800. Estado estático

4+800. Estado pseudoestático



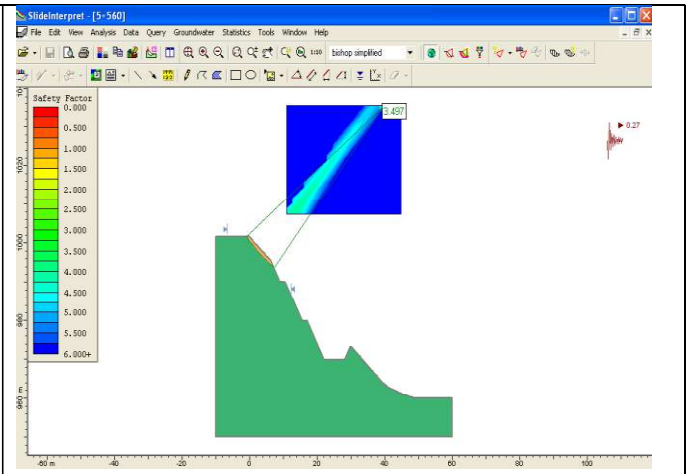
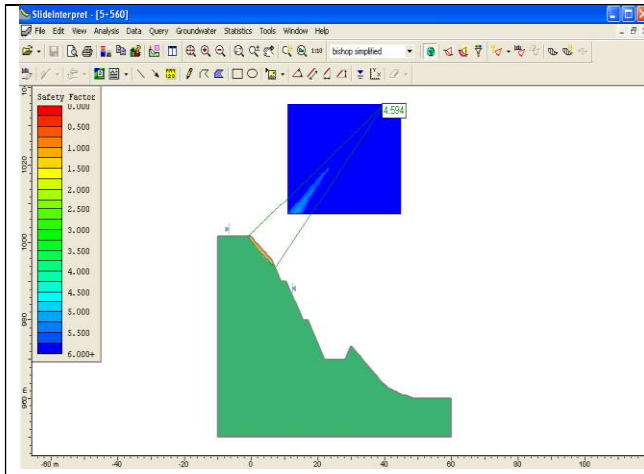
5+160. Estado estático

5+160. Estado pseudoestático

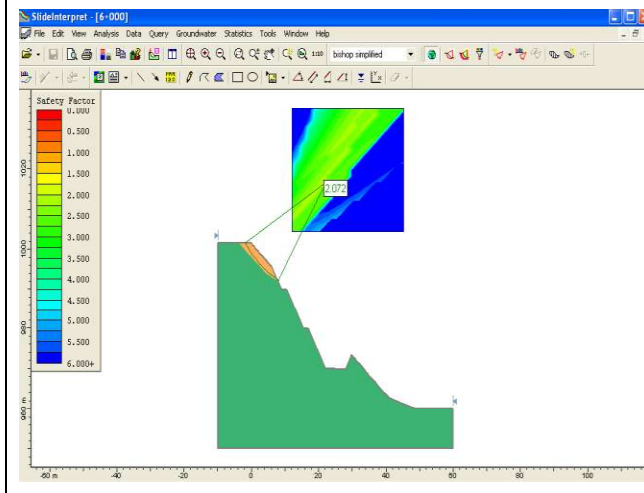


5+560. Estado estático

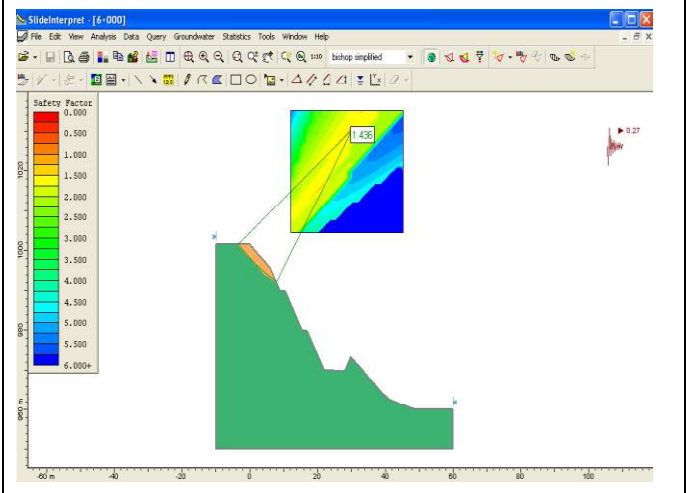
5+560. Estado pseudoestático



6+000. Estado estático



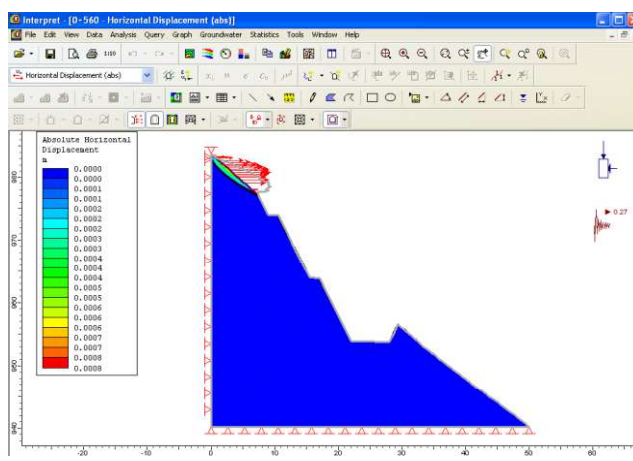
6+000. Estado pseudoestático



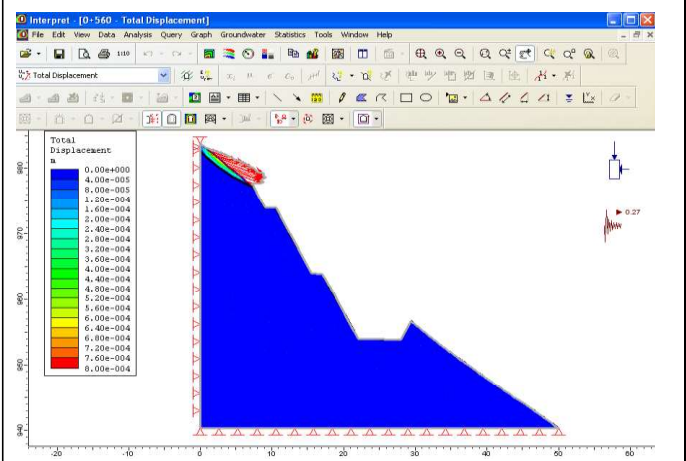
6.5 Anexo V. Gráficas de susceptibilidad por deformaciones

Modelos pseudoestáticos de 22 taludes que permiten el análisis de susceptibilidad por deformaciones mediante el programa Phase2 8.0. Se muestran las deformaciones considerando un máximo desplazamiento horizontal absoluto y máximo desplazamiento total.

0+560. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)

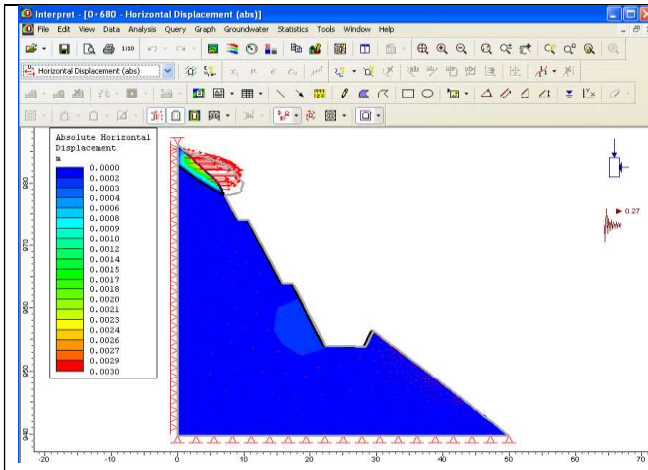


0+560. Estado pseudoestático (Despla. total)

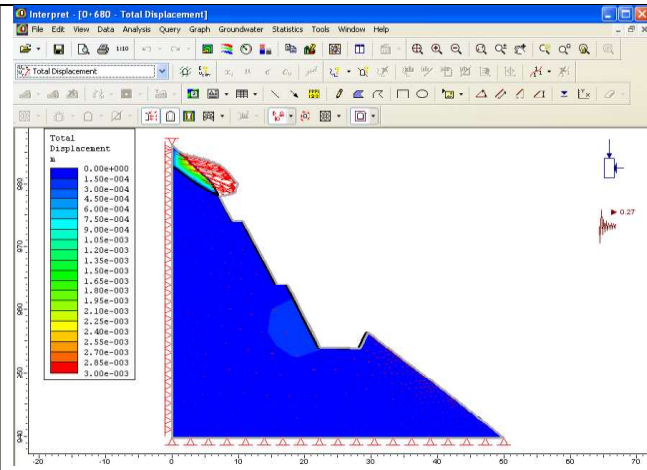


0+680. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)

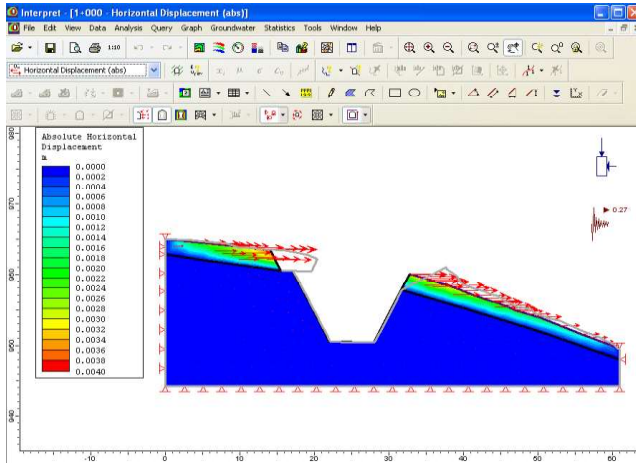
0+680. Estado pseudoestático (Despla. total)



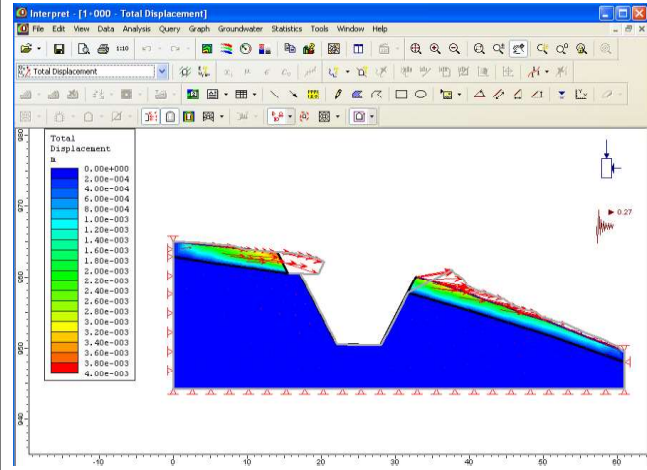
1+000(a). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



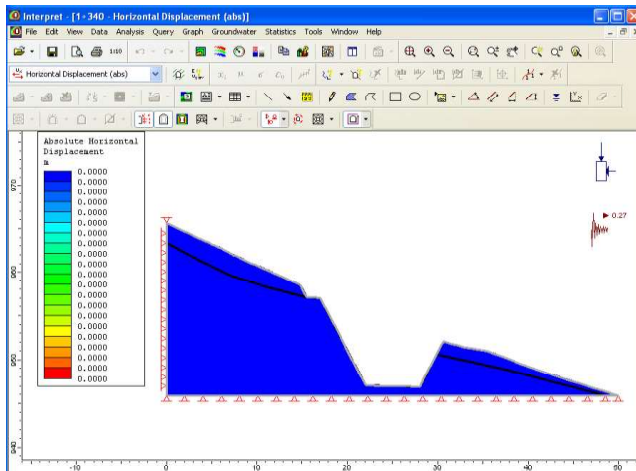
1+000(a). Estado pseudoestático (Despla. total)



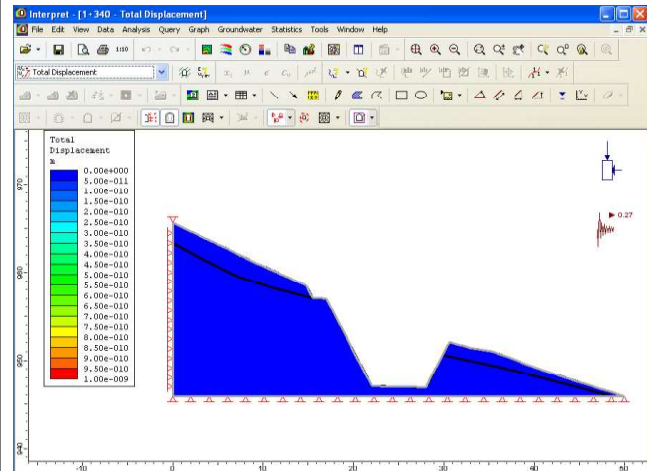
1+340(a). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



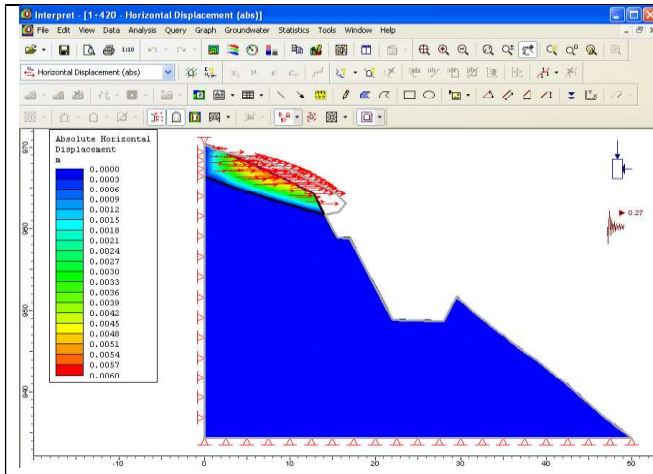
1+340(a). Estado pseudoestático (Despla. total)



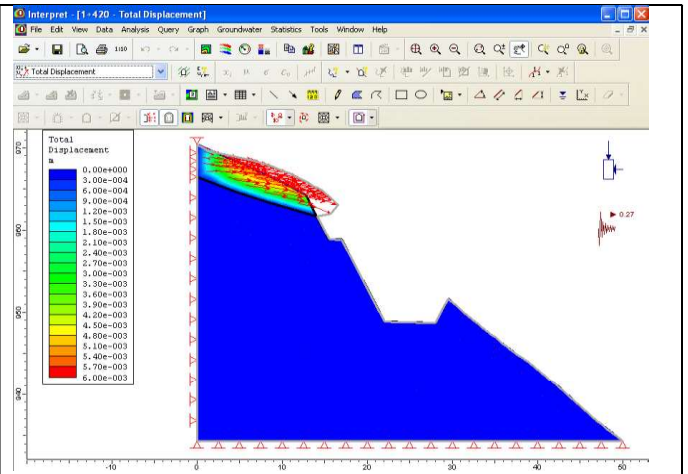
1+420. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)



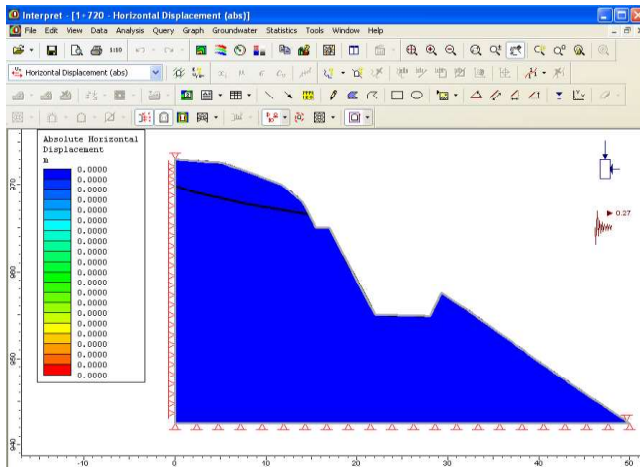
1+420. Estado pseudoestático (Despla. total)



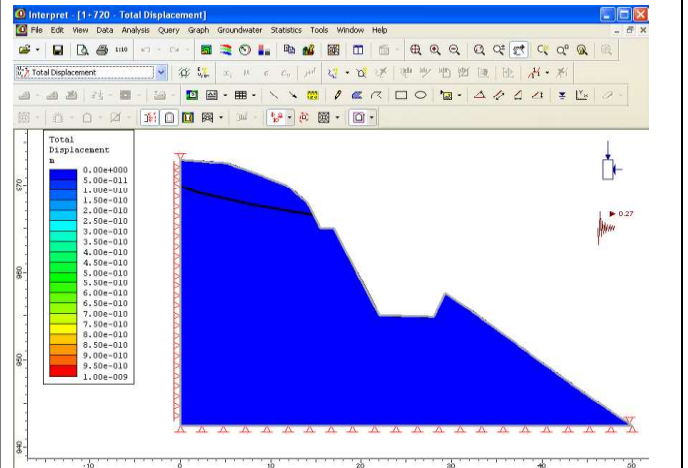
1+720. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



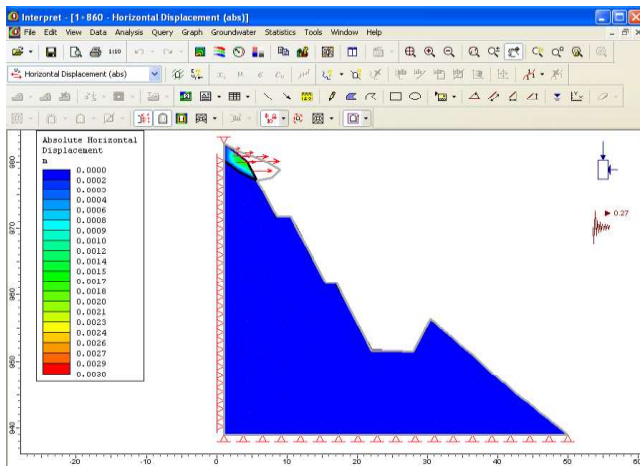
1+720. Estado pseudoestático (Despla. total)



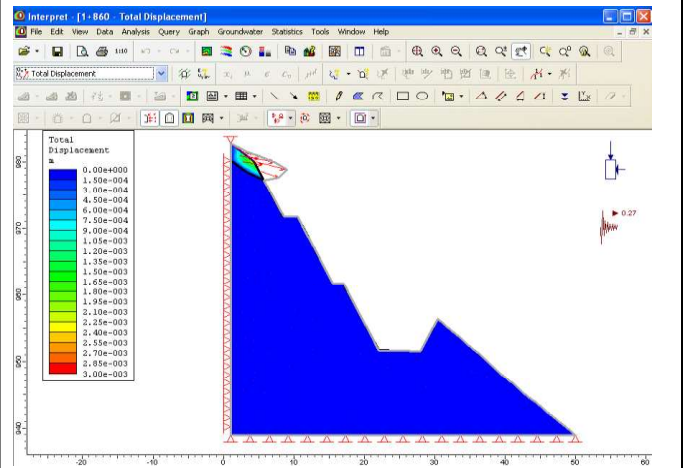
1+860(a). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



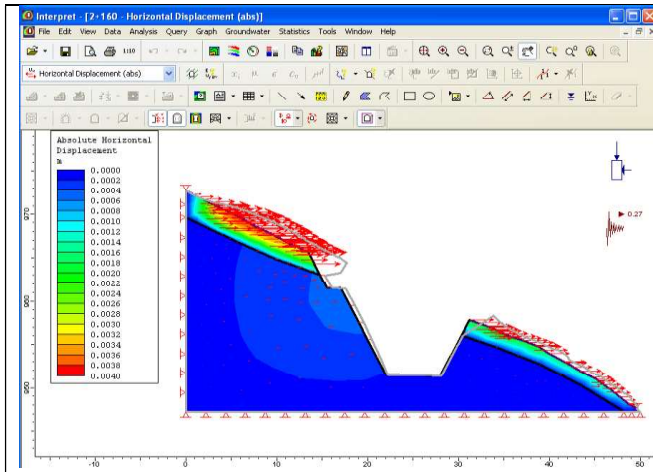
1+860(a). Estado pseudoestático (Despla. total)



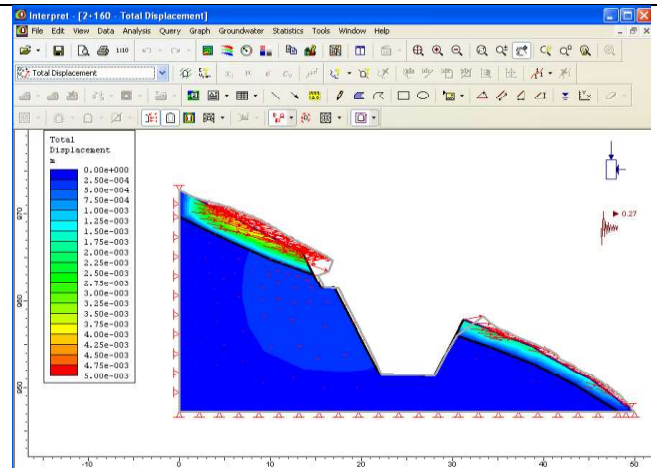
2+160(a). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



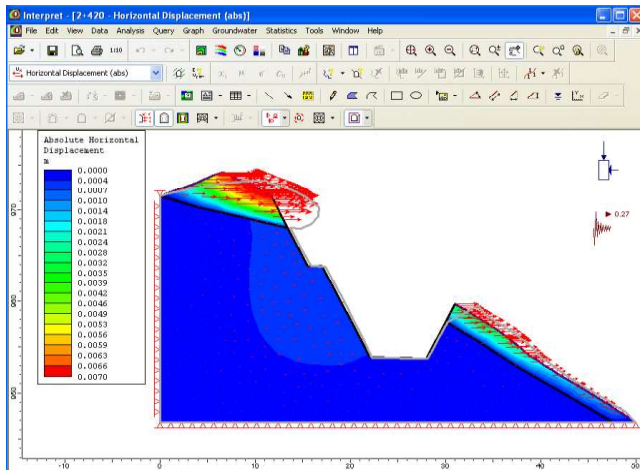
2+160(a). Estado pseudoestático (Despla. total)



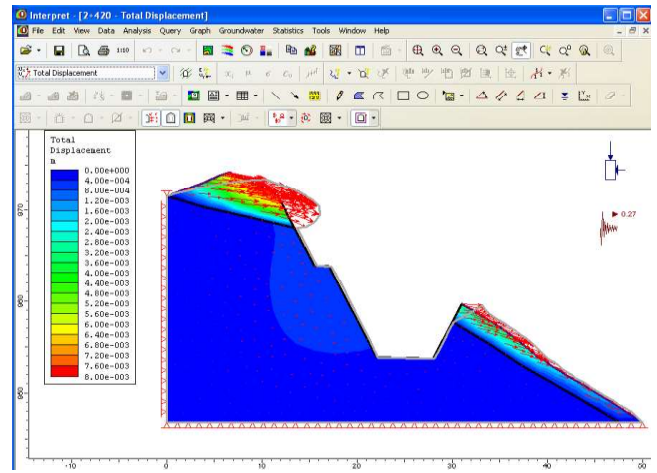
2+420(b). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



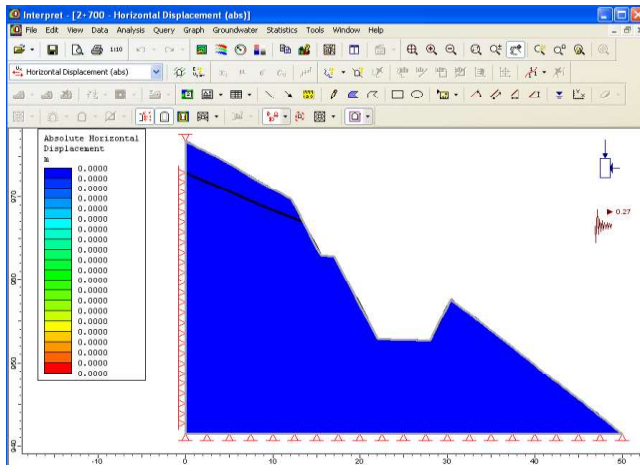
2+420(b). Estado pseudoestático (Despla. total)



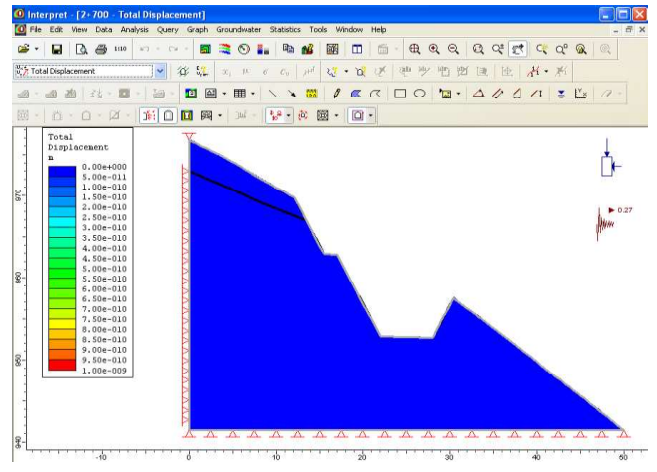
2+700. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



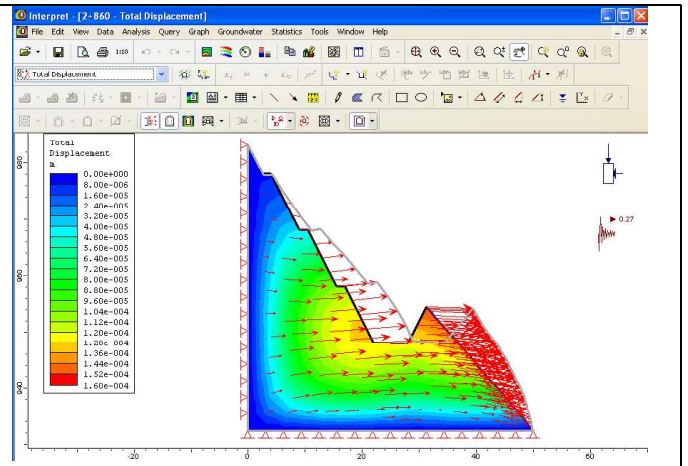
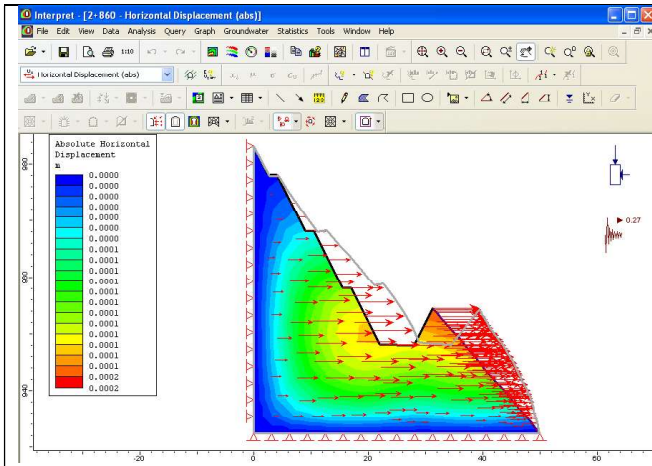
2+700. Estado pseudoestático (Despla. total)



2+860. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)

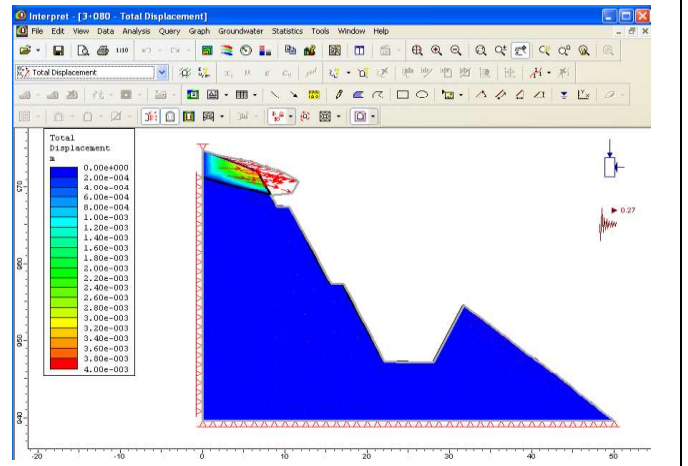
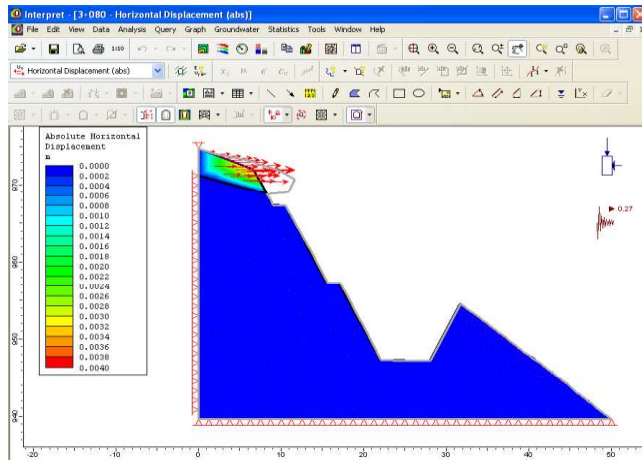


2+860. Estado pseudoestático (Despla. total)



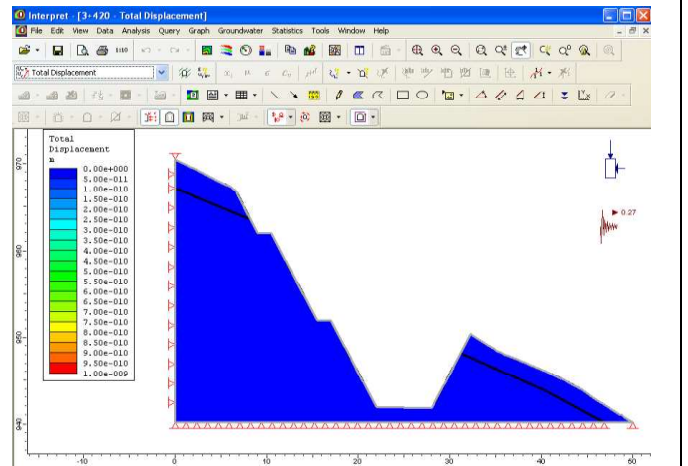
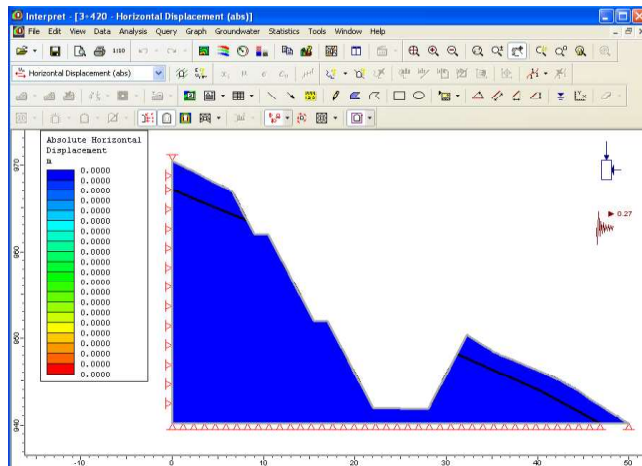
3+080. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)

3+080. Estado pseudoestático (Despla. total)



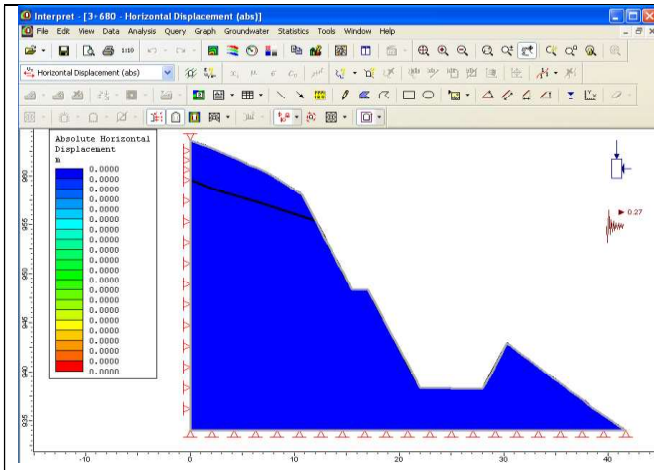
3+420(b). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)

3+420(b). Estado pseudoestático (Despla. total)

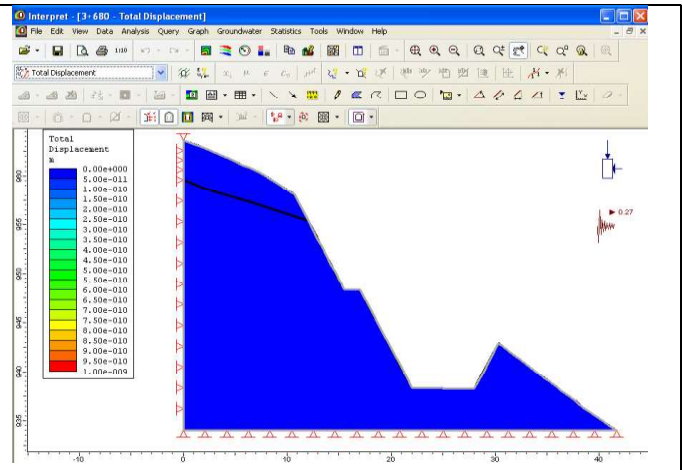


3+680. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)

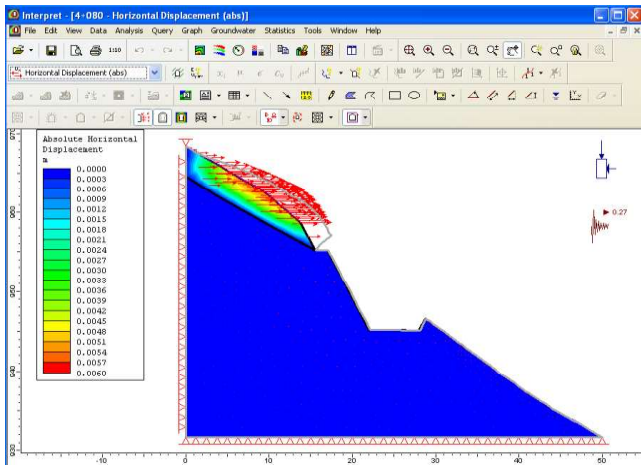
3+680. Estado pseudoestático (Despla. total)



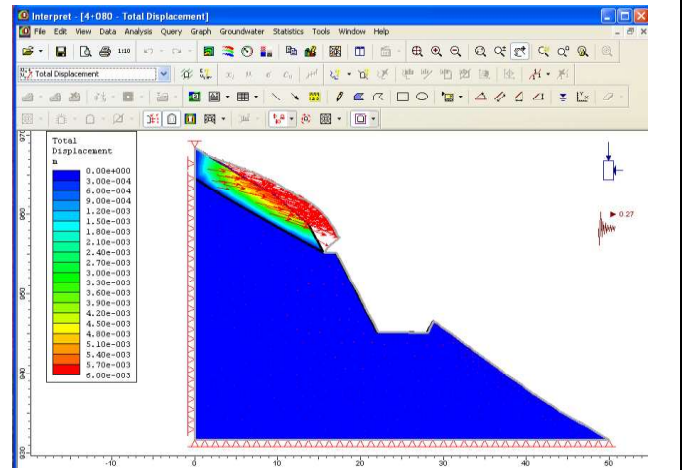
4+080. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



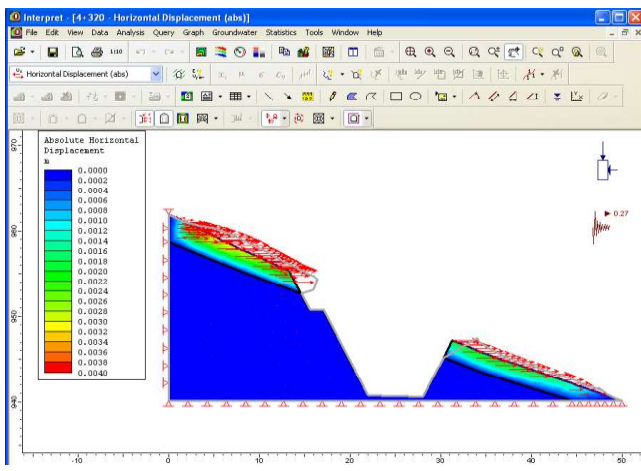
4+080. Estado pseudoestático (Despla. total)



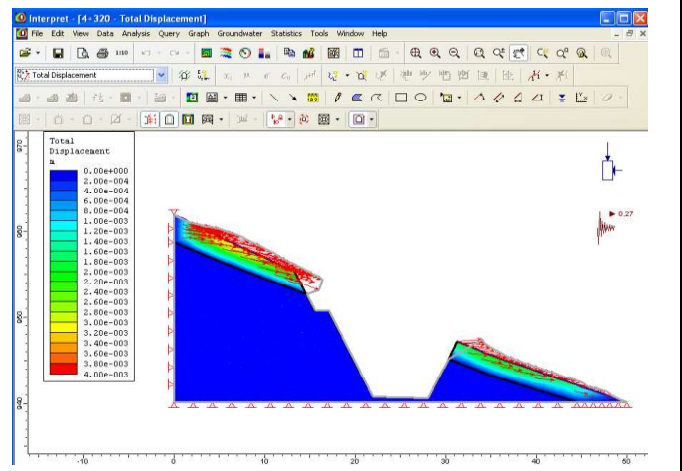
4+320(b). Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



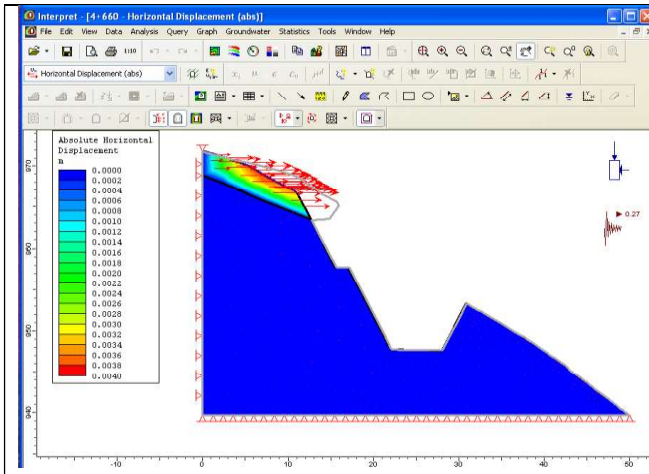
4+320(b). Estado pseudoestático (Despla. total)



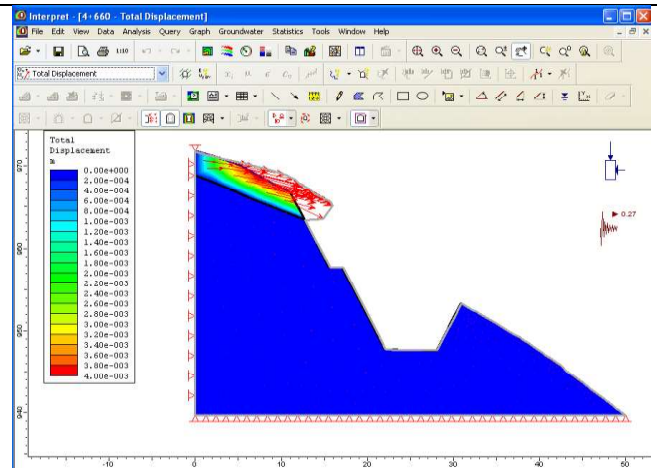
4+660. Estado pseudoestático (Despla. Horiz. Abs máx)



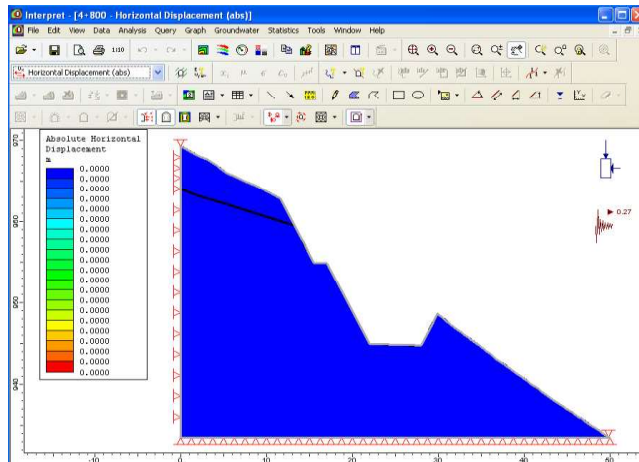
4+660. Estado pseudoestático (Despla. total)



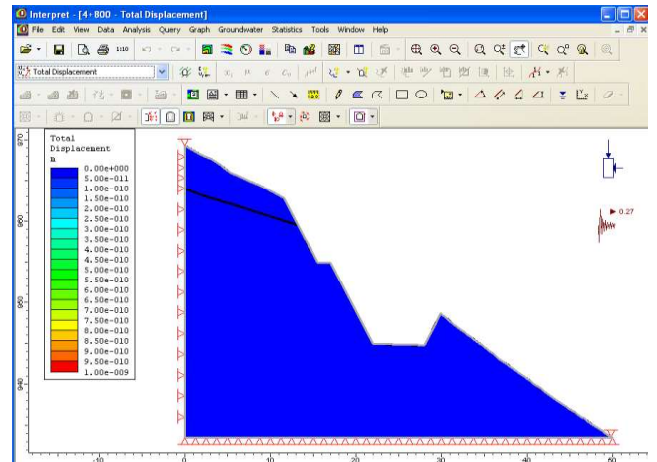
4+800. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)



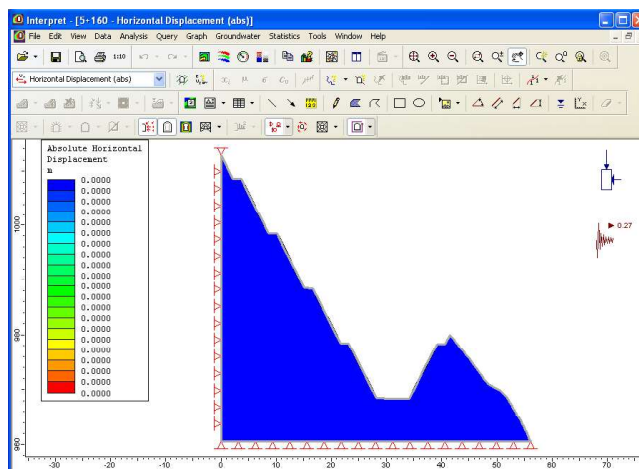
4+800. Estado pseudoestático (Despla. total)



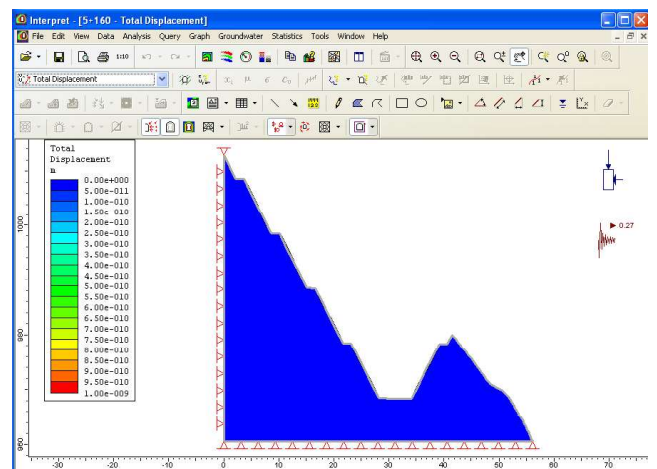
5+160. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)



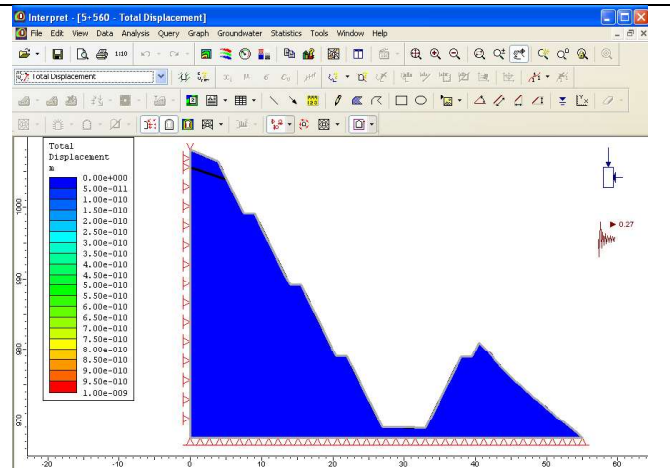
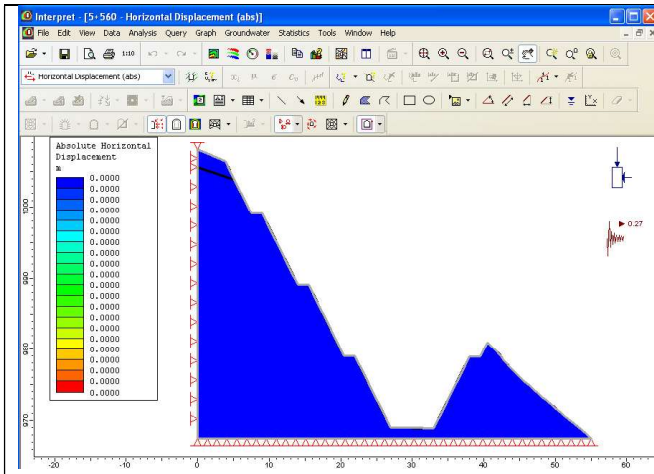
5+160. Estado pseudoestático (Despla. total)



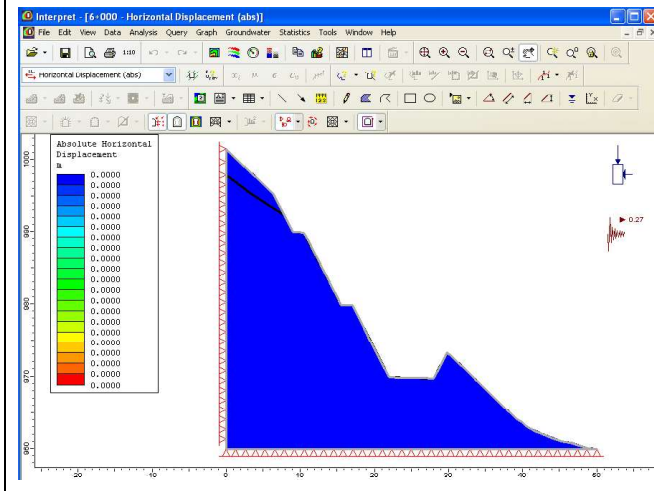
5+560. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)



5+560. Estado pseudoestático (Despla. total)



6+000. Estado pseudoestático (Despla. Horizon. Abs máx)



6+000. Estado pseudoestático (Despla. total)

