



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

“SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA”

TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

PRESENTA:
ING. HORACIO MENDOZA DÍAZ

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOSÉ ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

MORELIA MICHOACÁN

OCTUBRE 2016



Tesis apoyada por CONACyT

DEDICATORIAS

Dedico este trabajo de manera especial a mi mamá, Virginia, por ser mi ejemplo a seguir, por darme la fuerza para salir adelante, por apoyarme incondicionalmente en todos los aspectos de mi vida y motivarme, a través de su ejemplo, a ser una mejor persona cada día,

A mi hermana Ivone, por siempre estar a mi lado y apoyarme, en la vida y en mi carrera profesional, cuando más lo he necesitado.

A mis amigos, porque siempre me han impulsado a seguir superándome, brindándome su amistad y su comprensión en momentos importantes de mi vida, en especial a Dany, Rosa, Fernando, Alejandra, Gerardo, Marcos, Abimael, Nino, Pau, Tovar, Andrea y Katia .

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco de manera general al posgrado por brindarme la oportunidad de formar parte del programa de infraestructura del transporte en la rama de las vías terrestres.

Agradezco a mi asesor de tesis, el doctor José Eleazar Arreygue Rocha, por haberme apoyado en la realización de este trabajo, así como al doctor Carlos Chávez Negrete por estar al pendiente de mi avance.

Agradezco a todos los profesores que participaron en mi formación como maestro en ingeniería, por su tiempo, enseñanzas y consejos, en especial a: el Dr. Eleazar Arreygue, el Dr. Carlos Chávez, la Dra. Luisa Nicté, el Dr. Jorge Alarcón, el M.I. Felipe de Jesús Jeronimo, el M.I. Dante, el Dr. Rafael Soto, el Dr. Jaime Saavedra y el Dr. Mario Salazar, a quienes considero profesores invaluableles y grandes personas.

ÍNDICE

DEDICATORIAS.....	I
AGRADECIMIENTOS	II
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
RESUMEN	X
ABSTRACT	XI
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. JUSTIFICACIÓN	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. <i>Objetivo principal</i>	2
1.2.2. <i>Objetivos particulares</i>	2
1.3. METODOLOGÍA	2
2. MARCO TEÓRICO	3
2.1. PROBLEMÁTICA	3
2.2. NOMENCLATURA DE TALUDES Y LADERAS.....	3
2.3. DESLIZAMIENTOS EN TALUDES	4
2.4. TIPOS DE MOVIMIENTO	5
2.4.1. <i>Caído</i>	6
2.4.2. <i>Inclinación o volteo</i>	7
2.4.3. <i>Reptación</i>	7
2.4.4. <i>Deslizamientos</i>	8
2.4.5. <i>Flujos</i>	10
2.4.6. <i>Extensión lateral</i>	10
2.4.7. <i>Combinados o Mixtos</i>	11
2.5. TALUDES DE ROCA Y SUS TIPOS DE ROTURA	11
2.5.1. <i>Rotura Plana</i>	12
2.5.2. <i>Rotura en cuña</i>	12
2.5.3. <i>Rotura por vuelco</i>	13
2.5.4. <i>Rotura por pandeo</i>	13
2.5.5. <i>Rotura curva</i>	14
2.6. DISCONTINUIDADES.....	14
2.7. MECÁNICA DE ROCAS.....	18
2.7.1. <i>Propiedades físicas de la matriz rocosa</i>	18
2.7.2. <i>Resistencia y deformabilidad de macizos rocosos.</i>	19
2.7.3. <i>Criterios de rotura.</i>	20
2.7.3.1. Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb.....	21
2.7.3.2. Criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown	22
2.7.3.3. Criterio de rotura de Barton y Chouby	26
2.7.4. <i>Geological Strength Index (GSI).</i>	26
2.8. INVESTIGACIONES IN SITU.....	28
2.8.1. <i>Prospección geofísica</i>	28
2.8.2. <i>Sondeos geotécnicos</i>	29
2.9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	31
2.9.1. <i>Estratigrafía y litología</i>	32
2.9.2. <i>Estructura geológica y discontinuidades</i>	32

2.9.3. Condiciones hidrogeológicas.....	32
2.9.4. Tensiones naturales.	33
2.9.5. Cargas estáticas y dinámicas.	34
2.9.6. Modelos de análisis de estabilidad.	35
2.9.6.1. Método de equilibrio límite.....	36
2.9.6.2. Factor de seguridad.....	37
2.9.6.3. Superficie de falla.....	38
3. METODOLOGÍA.....	39
3.1. ESTUDIOS PREVIOS.....	39
3.1.1. Material superficial.	41
3.1.1.1. Localización de la zona de estudio.	41
3.1.1.2. Geología de la Región.	43
3.1.1.3. Afloramientos de macizos rocosos.	45
3.1.2. Sondeos Geotécnicos.....	46
3.1.2.1. Ubicación.....	46
3.1.2.2. Estratigrafía.	48
3.1.3. Estado actual.	49
3.2. PRUEBAS DE LABORATORIO.....	52
3.2.1. Pruebas de Laboratorio.....	52
3.2.1.1. Ensayo de densidad.....	52
3.2.1.2. Ensayo de absorción.....	53
3.2.1.3. Ensayo de peso volumétrico.....	54
3.2.1.4. Ensayo de durabilidad.	54
3.2.1.5. RQD y recuperación.....	56
3.2.1.6. Ángulo de rozamiento (Tilt Test).....	57
3.2.1.7. Coeficiente de Rugosidad de la Junta (JRC).....	59
3.2.1.8. Ensayo de carga puntual.	60
3.2.1.9. Ensayo de compresión simple.....	63
3.2.2. Resultados de material superficial.	64
3.2.3. Resultados de sondeos geotécnicos.	67
3.2.3.1. Ensayo de densidad y absorción.....	67
3.2.3.2. Ensayo de peso volumétrico.....	70
3.2.3.3. Ensayo de durabilidad.	71
3.2.3.4. RQD y recuperación.....	72
3.2.3.5. Ángulo de rozamiento (Tilt Test).....	73
3.2.3.6. Coeficiente de Rugosidad de la Junta (JRC).	74
3.2.3.7. Ensayo de carga puntual.	75
3.2.3.8. Comparación de resultados de material superficial y sondeos.	77
3.2.4. Resultados del estado actual.	78
3.2.4.1. Ensayo de compresión simple.....	78
3.2.4.2. Comparación de GSI entre sondeos y estado actual.....	79
3.3. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO.....	79
3.3.1. Método de Bieniawski (RMR).....	80
3.3.1.1. Clasificación RMR para sondeos geotécnicos.....	82
3.3.1.2. Clasificación RMR del estado actual.	83
3.3.2. Método de Romana (SMR).....	84
3.3.2.1. Clasificación SMR para sondeos geotécnicos.....	86
3.3.2.2. Clasificación RMR del estado actual.	86
4. SOFTWARES.....	87
4.1. SLIDE.....	87
4.2. DIPS.....	92
4.2.1. Falla planar.	93
4.2.2. Falla en cuña.	94
4.2.3. Vuelco.....	95

4.3. ROCPLANE	96
4.4. SWEDGE	98
4.5. ROCTOPPLE	99
4.6. ROCFALL	100
5. RESULTADOS	103
5.1. MODELACIÓN CON DATOS DE SONDEOS GEOTÉCNICOS	103
5.1.1. <i>Slide</i>	103
5.1.2. <i>Rocfall</i>	110
5.2. MODELACIÓN CON DATOS DEL ESTADO ACTUAL.....	111
5.2.1. <i>Slide</i>	111
5.2.2. <i>Dips</i>	115
5.2.3. <i>Rocplane</i>	119
5.2.4. <i>Swedge</i>	120
5.2.5. <i>Roctopple</i>	122
5.3. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN	123
6. CONCLUSIONES.....	126
6.1. RECAPITULACIÓN	126
6.2. PRINCIPALES HALLAZGOS	126
6.3. LIMITACIONES	127
6.4. TRABAJO FUTURO	127
BIBLIOGRAFÍA	128
ANEXOS	131
ANEXO A. SONDEO 1 (KM 2+120) Y SONDEO 2 (KM 2+280)	131
ANEXO B. PRUEBAS DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN.	135
ANEXO C. PRUEBA DE PESO VOLUMÉTRICO.....	137
ANEXO D. PRUEBA DE RQD, RECUPERACIÓN Y ÁNGULO DE ROZAMIENTO	141
ANEXO E. PRUEBA DE CARGA PUNTUAL	143
ANEXO F. FOTOGRAFÍA ESTADO ACTUAL CORTE.	149

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. NOMENCLATURA DE UN TALUD Y LADERA (SUÁREZ, 1998).....	3
FIGURA 2.2. NOMENCLATURA DE UN DESLIZAMIENTO (SUÁREZ, 1998).	4
FIGURA 2.3. MECANISMOS DE FALLA DE CAÍDOS (SUÁREZ, 1998).....	6
FIGURA 2.4. PROCESO DE FALLA DE VOLCAMIENTO (SUÁREZ, 1998).	7
FIGURA 2.5. PROCESO DE REPTACIÓN (SUÁREZ, 1998).....	8
FIGURA 2.6. TIPOS DE DESLIZAMIENTO ROTACIONAL (SUÁREZ, 1998).....	8
FIGURA 2.7. DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES (SUÁREZ, 1998).	9
FIGURA 2.8. TIPOS DE FLUJO (SUÁREZ, 1998).....	10
FIGURA 2.9. ESPARCIMIENTO LATERAL (SUÁREZ, 1998).....	11
FIGURA 2.10. ROTURA PLANA (GONZÁLEZ VALLEJO, ET AL, 2002).....	12
FIGURA 2.11. ROTURA EN CUÑA (GONZÁLEZ VALLEJO, ET AL, 2002).....	12
FIGURA 2.12. ROTURA POR VUELCO (SUÁREZ, 1998).....	13
FIGURA 2.13. ROTURA POR PANDEO (GONZÁLEZ VALLEJO, ET AL., 2002).	13
FIGURA 2.14. ROTURA CURVA (GONZÁLEZ VALLEJO, ET AL., 2002).	14
FIGURA 2.15. PERFILES TIPO PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD JRC.....	17
FIGURA 2.16. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB (SUÁREZ,2009).	21
FIGURA 2.17. TABLA PARA ESTIMAR EL ÍNDICE GSI EN BASE A DESCRIPCIONES GEOLÓGICAS	27
FIGURA 2.18. RESISTIVÍMETRO (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL., 2002).....	28
FIGURA 2.19. SONDEO A ROTACIÓN (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL., 2002).....	30
FIGURA 2.20. SONDEO HELICOIDAL (GONZÁLEZ VALLEJO ET AL., 2002).....	30
FIGURA 2.21. MODIFICACIÓN DE LAS TRAYECTORIAS DE LOS ESFUERZOS HORIZONTALES A CONSECUENCIA DE UNA EXCAVACIÓN (GONZÁLEZ VALLEJO ET AL., 2002).....	33
FIGURA 2.22. SOBRECARGA ESTÁTICA SOBRE TALUD (ROSAS, 2015)	34
FIGURA 3.1. LOCALIZACIÓN DE MORELIA DENTRO DEL ESTADO DE MICHOACÁN.	41
FIGURA 3.2. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	42
FIGURA 3.3. UBICACIÓN DEL CORTE DENTRO DE LA ZONA DE ESTUDIO.	43
FIGURA 3.4. TALUD DE ESTUDIO.	43
FIGURA 3.5. CARTA GEOLÓGICA-MINERA DE MORELIA. (SERVICIO GEOLÓGICO MEXICANO 1998).	44
FIGURA 3.6. AFLORAMIENTOS DE MACIZOS ROCOSOS EN EL TALUD.....	46
FIGURA 3.7. MÁQUINA TIPO WINKIE UTILIZADA PARA LOS SONDEOS GEOTÉCNICOS.	47
FIGURA 3.8. UBICACIÓN DE SONDEOS.	48
FIGURA 3.9. ESTRATIGRAFÍA DE LOS SONDEOS.	49
FIGURA 3.10. ESTADO ACTUAL DEL CORTE.	50
FIGURA 3.11. ESTRATO DE ARCILLA EN TALUD DE CORTE.....	51
FIGURA 3.12. UBICACIÓN DE LOS DIFERENTES TALUDES DENTRO DEL CORTE.....	51
FIGURA 3.13. PICNÓMETRO.	53
FIGURA 3.14. MÁQUINA DE DURABILIDAD.	55
FIGURA 3.15. ESQUEMA DE MÁQUINA DE DURABILIDAD (TOSKY, 2012)	55
FIGURA 3.16. MEDICIÓN DE LONGITUDES RELACIONADAS A DISCONTINUIDADES INCLINADAS (CLAYTON ET AL., 1995).....	57
FIGURA 3.17. ENSAYO DE TILT TEST (BARTON,1981).	59
FIGURA 3.18. PEINE DE BARTON.	60
FIGURA 3.19. DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LOS FRAGMENTOS. (ASTM D 5731-05)	60
FIGURA 3.20. CÁLCULO DE LA COHESIÓN MEDIANTE EL CÍRCULO DE MOHR.	64
FIGURA 3.21. GRÁFICA DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LOS MATERIALES SUPERFICIALES.	66
FIGURA 3.22. GRÁFICA DE PESO VOLUMÉTRICO DE LOS MATERIALES SUPERFICIALES.	66
FIGURA 3.23. GRAFICA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS MATERIALES SUPERFICIALES.	67
FIGURA 3.24. GRÁFICA DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN DEL S1.	69
FIGURA 3.25. GRÁFICA DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN DEL S2.	69
FIGURA 3.26. GRÁFICA DE PESO VOLUMÉTRICO DE ACUERDO AL ESTRATO EN EL S1.....	71

FIGURA 3.27. GRÁFICA DE PESO VOLUMÉTRICO DE ACUERDO AL ESTRATO EN EL S2.....	71
FIGURA 3.28. RQD Y RECUPERACIÓN DEL S1 Y S2.	73
FIGURA 3.29. OBTENCIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO EN TESTIGOS.	74
FIGURA 3.30. GRÁFICA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE ACUERDO AL ESTRATO EN EL S1.....	76
FIGURA 3.31. GRÁFICA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE ACUERDO AL ESTRATO EN EL S2.....	77
FIGURA 4.1. PERFIL LONGITUDINAL DEL SONDEO 1 (2+120).....	89
FIGURA 4.2. PERFIL LONGITUDINAL DEL SONDEO 2 (2+280).....	89
FIGURA 4.3. ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES Y NÚMERO DE FAMILIAS DE LOS TALUDES.....	93
FIGURA 4.4. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE UNA FALLA PLANAR EN DIPS.....	94
FIGURA 4.5. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA EN CUÑA EN DIPS.....	95
FIGURA 4.6. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE VOLCAMIENTO A FLEXIÓN EN DIPS.	96
FIGURA 4.7. MODELO DE ROTURA PLANA EN EL PROGRAMA ROCPLANE.	97
FIGURA 4.8. GEOMETRÍA DE UNA ROTURA EN CUÑA PARA ANÁLISIS EN SWEDGE.....	99
FIGURA 4.9. GEOMETRÍA CLÁSICA PARA ANÁLISIS DE VUELCO EN RocTOPPLE (ROCSCIENCE, 2014).....	100
FIGURA 4.10. PERFIL TRANSVERSAL DE S1 (2+120) EN ROC FALL.....	102
FIGURA 4.11. PERFIL TRANSVERSAL DE S2 (2+280) EN ROC FALL.....	102
FIGURA 5.1. PERFIL NATURAL S1 (2+120). BISHOP. FS=2.74.....	104
FIGURA 5.2. CORTE SIN SISMO S1 (2+120). BISHOP. FS=2.821.....	105
FIGURA 5.3. CORTE CON SISMO S1 (2+120). MORGENTERN-PRICE. FS=2.218.....	105
FIGURA 5.4. CORTE CON NAF S1 (2+120). BISHOP. FS=2.131.....	106
FIGURA 5.5. CORTE CON SISMO Y NAF S1 (2+120). BISHOP. FS=1.69.....	106
FIGURA 5.6. CORTE CON SISMO Y 80% DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA S1 (2+120). BISHOP. FS=1.371.....	107
FIGURA 5.7. PERFIL NATURAL S2 (2+280). BISHOP. FS=2.992.....	107
FIGURA 5.8. CORTE SIN SISMO S2 (2+280). BISHOP. FS=2.22.....	108
FIGURA 5.9. CORTE CON SISMO S2 (2+280). BISHOP. FS=1.92.....	108
FIGURA 5.10. CORTE CON NAF S2 (2+280). BISHOP. FS=1.902.....	109
FIGURA 5.11. CORTE CON SISMO Y NAF S2 (2+280). BISHOP. FS=1.611.....	109
FIGURA 5.12. CORTE CON SISMOS Y 80% DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA S2 (2+280). BISHOP. FS=1.175.....	110
FIGURA 5.13. RESULTADOS EN ROC FALL PARA S1.	110
FIGURA 5.14. RESULTADOS EN ROC FALL PARA S2.	111
FIGURA 5.15. FALLA CIRCULAR CON SISMO Y 80% DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA DEL S1 (2+120). BISHOP. FS= 1.492.....	113
FIGURA 5.16. FALLA NO CIRCULAR CON SISMO Y 80% DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA DEL S1 (2+120). BISHOP. FS= 2.646.....	113
FIGURA 5.17. FALLA CIRCULAR CON SISMO Y NAF DEL S2 (2+280). BISHOP. FS= 1.293.....	114
FIGURA 5.18. FALLA NO CIRCULAR CON SISMO Y 80% DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA DEL S2 (2+280). BISHOP. FS= 1.866.....	114
FIGURA 5.19. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA PLANAR EN T1.....	115
FIGURA 5.20. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA EN CUÑA EN T1.	116
FIGURA 5.21. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE VUELCO EN T1.	116
FIGURA 5.22. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA PLANAR EN T2.....	117
FIGURA 5.23. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA EN CUÑA EN T2.	117
FIGURA 5.24. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE VUELCO EN T2.	118
FIGURA 5.25. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA PLANAR EN T3.....	118
FIGURA 5.26. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FALLA EN CUÑA EN T3.	119
FIGURA 5.27. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE VUELCO EN T3.	119
FIGURA 5.28. MODELACIÓN DE T1 EN SLIDE, FS=2.41.....	120
FIGURA 5.29. MODELACIÓN DE T1 Y T3-1 EN SWEDGE.	121
FIGURA 5.30. MODELACIÓN DE T3-2 Y T3-3 EN SWEDGE.	121
FIGURA 5.31. MODELACIÓN DE T3-4 Y T3-5 EN SWEDGE.	122
FIGURA 5.32. MODELACIÓN DE T1 EN ROCTOPPLE.....	122
FIGURA 5.33. MODELACIÓN DE T2 EN ROCTOPPLE.....	123
FIGURA 5.34. ESTADO ACTUAL DEL TALUD DEL S1 CON EL 80% DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA Y ANCLAS. BISHOP. FS=1.504.....	125
FIGURA 5.35. ESTADO ACTUAL DEL TALUD DEL S2 CON SISMO, NAF Y ANCLAS. BISHOP. FS=1.454.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. TIPOS DE DISCONTINUIDADES	15
TABLA 2.2. CLASIFICACIÓN DE DISCONTINUIDADES POR ESPACIADO (ISRM, 1981)	16
TABLA 2.3. CLASIFICACIÓN DE LA CONTINUIDAD EN DISCONTINUIDADES (ISRM, 1981)	16
TABLA 2.4. CLASIFICACIÓN DE LA ABERTURA EN DISCONTINUIDADES (ISRM, 1981).	17
TABLA 2.5. PROPIEDADES DE LA MATRIZ ROCOSA (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL., 2002).	19
TABLA 2.6. VALORES MÁXIMOS DE LA CONSTANTE M_i PARA LA MATRIZ ROCOSA (GONZÁLEZ DE VALLEJO L., 2002)	23
TABLA 2.7. GUÍA PARA ESTIMAR EL FACTOR DE ALTERACIÓN D (HOEK, 2002).	25
TABLA 2.8. MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.	37
TABLA 3.1. RASGOS CARACTERÍSTICOS QUE INDICAN LA POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO (MENDOZA ET AL, 2006).....	40
TABLA 3.2. ORIENTACIÓN DE TALUDES Y DISCONTINUIDADES.	52
TABLA 3.3. CLASIFICACIÓN DE LA DURABILIDAD ASTM D 4644-04.	56
TABLA 3.4. CALIDAD DE LA ROCA EN FUNCIÓN DEL RQD.	57
TABLA 3.5. VALOR DEL COEFICIENTE “C” DE ACUERDO A LA NORMA ASTM D5731-05.....	63
TABLA 3.6. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO PARA LOS AFLORAMIENTOS.....	65
TABLA 3.7. DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LOS SONDEOS POR ESTRATO.	67
TABLA 3.8. PESO VOLUMÉTRICO DE LOS SONDEOS POR ESTRATO.	70
TABLA 3.9. DURABILIDAD DE LAS MUESTRAS DE LOS SONDEOS.	72
TABLA 3.10. VALORES DE RQD Y RECUPERACIÓN POR ESTRATO DE LOS SONDEOS.	72
TABLA 3.11. VALORES DE ÁNGULO DE FRICCIÓN POR ESTRATO DE LOS SONDEOS.	74
TABLA 3.12. VALORES DE JRC Y RUGOSIDAD POR ESTRATO DE LOS SONDEOS.....	75
TABLA 3.13. RESULTADOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS SONDEOS POR ESTRATO.	75
TABLA 6.1. DENSIDADES POR TIPO DE ROCA EN AFLORAMIENTOS Y SONDEOS.	77
TABLA 6.2. ABSORCIÓN POR TIPO DE ROCA EN AFLORAMIENTOS Y SONDEOS.	77
TABLA 6.3. PESO VOLUMÉTRICO POR TIPO DE ROCA EN AFLORAMIENTOS Y SONDEOS.....	78
TABLA 6.4. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL POR TIPO DE ROCA EN AFLORAMIENTOS Y SONDEOS.....	78
TABLA 3.14. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.	78
TABLA 6.5. VALOR DE GSI POR ESTRATO EN SONDEOS GEOTÉCNICOS Y ESTADO ACTUAL.	79
TABLA 3.15. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR (BIENIAWSKI, 1989).....	81
TABLA 3.16. CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN RELACIÓN AL ÍNDICE RMR.....	82
TABLA 3.17. VALOR DE RMR DE S1.....	82
TABLA 3.18. VALOR DE RMR DEL S2.....	82
TABLA 3.19. VALORES DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO POR SONDEO DE ACUERDO AL RMR.	83
TABLA 3.20. VALOR DE RMR DE S1 DESPUÉS DEL CORTE.....	83
TABLA 3.21. VALOR DE RMR DE S2 DESPUÉS DEL CORTE.....	83
TABLA 3.22. VALORES DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO POR SONDEO DE ACUERDO AL RMR, DESPUÉS DEL CORTE.....	84
TABLA 3.23. FACTOR DE AJUSTE PARA LAS JUNTAS (ROMANA, 1985).....	85
TABLA 3.24. FACTOR DE AJUSTE SEGÚN EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN (ROMANA, 1985).....	85
TABLA 3.25. CLASES DE ESTABILIDAD SEGÚN EL SMR (ROMANA, 1985).....	86
TABLA 3.26. CLASES DE ESTABILIDAD POR SONDEO SEGÚN EL SMR.....	86
TABLA 3.27. TIPO DE ESTABILIDAD POR SONDEO SEGÚN EL SMR, DESPUÉS DEL CORTE.....	86
TABLA 4.1. VALORES PARA MODELACIÓN EN SLIDE DEL S1.	90
TABLA 4.2. VALORES PARA MODELACIÓN EN SLIDE DEL S2.	90
TABLA 4.3. VALORES PARA MODELACIÓN EN SLIDE DESPUÉS DEL CORTE.	90
TABLA 4.4. VALORES USADOS EN LOS MODELOS EN SWEDGE.	99
TABLA 4.5. VALORES USADOS EN LOS MODELOS EN ROCTOPPLE.	100
TABLA 5.1. FACTORES DE SEGURIDAD DE LAS MODELACIONES DE LOS SONDEOS.....	103
TABLA 5.2. FACTORES DE SEGURIDAD DE LAS MODELACIONES DEL SONDEO 1, DESPUÉS DEL CORTE.....	112
TABLA 5.3. FACTORES DE SEGURIDAD DE LAS MODELACIONES DEL SONDEO 2, DESPUÉS DEL CORTE.....	112
TABLA 5.4. CANTIDAD DE MOVIMIENTOS EN LOS TALUDES.....	115
TABLA 6.6. FACTOR DE SEGURIDAD POR CONDICIÓN EN SONDEOS GEOTÉCNICOS Y ESTADO ACTUAL.	123

SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA

TABLA 0.1. TESTIGOS DEL SONDEOS GEOTÉCNICO 1 DE 0 A 27 M DE PROFUNDIDAD.	131
TABLA 0.2. TESTIGOS DEL SONDEOS GEOTÉCNICO 1 DE 27 A 54.40 M DE PROFUNDIDAD.	132
TABLA 0.3. TESTIGOS DEL SONDEOS GEOTÉCNICO 1 DE 54.40 A 60 M DE PROFUNDIDAD.	133
TABLA 0.4. TESTIGOS DEL SONDEO GEOTÉCNICO 2 DE 0 A 22.25 M DE PROFUNDIDAD.....	133
TABLA 0.5. TESTIGOS DEL SONDEO GEOTÉCNICO 2 DE 22.25 A 60 M DE PROFUNDIDAD.....	134
TABLA 0.6. CÁLCULO DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LAS MUESTRAS DEL S1.	135
TABLA 0.7. CÁLCULO DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LAS MUESTRAS DEL S2.	136
TABLA 0.8. CÁLCULO DE PESO VOLUMÉTRICO DE LAS MUESTRAS 1 A 18 DEL S1.....	137
TABLA 0.9. CÁLCULO DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LAS MUESTRAS 19 A 42 DEL S1.	138
TABLA 0.10. CÁLCULO DE PESO VOLUMÉTRICO DE LAS MUESTRAS 1 A 22 DEL S2.....	139
TABLA 0.11. CÁLCULO DE PESO VOLUMÉTRICO DE LAS MUESTRAS 22 A 40 DEL S2.....	140
TABLA 0.12. CÁLCULO DE RQD, RECUPERACIÓN Y ÁNGULO DE ROZAMIENTO DE LAS MUESTRAS DEL S1.	141
TABLA 0.13. CÁLCULO DE RQD, RECUPERACIÓN Y ÁNGULO DE ROZAMIENTO DE LAS MUESTRAS DEL S2.	142
TABLA 0.14. CÁLCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LAS MUESTRAS 1 A 14 DEL S1.....	143
TABLA 0.15. CÁLCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LAS MUESTRAS 15 A 28 DEL S1.....	144
TABLA 0.16. CÁLCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LAS MUESTRAS 29 A 42 DEL S1.....	145
TABLA 0.17. CÁLCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LAS MUESTRAS 1 A 16 DEL S2.....	146
TABLA 0.18. CÁLCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LAS MUESTRAS 17 A 33 DEL S2.....	147
TABLA 0.19. CÁLCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LAS MUESTRAS 34 A 40 DEL S2.....	148

RESUMEN

En México no es común realizar estudios preliminares en laderas, seleccionadas para realizar un corte carretero, con el objetivo de prevenir problemas con el talud creado a partir del corte. La mayoría de este tipo de complicaciones está asociada a inestabilidades en suelos y rocas, originando desprendimientos de roca, deslizamientos o erosión.

Para incrementar la seguridad en un talud es necesario caracterizar los materiales constitutivos de la ladera, mediante sondeos geotécnicos, utilizando la caracterización para analizar la estabilidad del talud mediante estudios geomecánicos.

Este trabajo presenta un estudio sobre la estabilidad de un talud ubicado en la ciudad de Morelia. El estudio se divide en tres partes fundamentales, en la primera parte se estudia el material superficial de la ladera para obtener sus propiedades físicas y mecánicas, mediante ensayos de laboratorio. La segunda parte consiste en analizar los testigos de los sondeos geotécnicos en el laboratorio, realizar clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso y con estos resultados analizar la estabilidad del talud mediante el desarrollo de modelos de simulación, determinando los factores de seguridad. La tercera parte consiste en modificar los modelos de simulación, considerando la estratigrafía obtenida a partir del corte y de esta forma determinar si el talud es estable y proponer una medida de estabilización, en caso de que no sea así.

De la primera parte del estudio se obtuvieron los valores físicos y mecánicos de nueve muestras obtenidas de afloramientos superficiales en la ladera. En la segunda parte se determinaron los mismos valores de ochenta y dos muestras obtenidas a partir de los sondeos geotécnicos. Al clasificar este material se obtuvieron trece clasificaciones geomecánicas. Considerando la clasificación y los valores de los materiales se desarrollaron los modelos de simulación adecuados para determinar el factor de seguridad del talud. Una vez realizado el corte se obtuvieron una nueva estratificación y el patrón de las discontinuidades principales, con los que se ajustaron los modelos de simulación. El análisis resultante arrojó que el talud era seguro con factores de seguridad entre 1.29 y 3.07. Finalmente, considerando las condiciones más desfavorables, se propuso un esquema de estabilización usando anclas; incrementando los factores de seguridad más bajos a valores de hasta 1.45 y 1.50.

Palabras clave:

Ladera, Talud, Estabilidad, Equilibrio, Sondeo

ABSTRACT

In Mexico, it is not common to make preliminary studies to slopes, selected for a road cut, in order to prevent problems with the slope created from the cut. The majority of this type of complications is associated with instabilities in soils and rocks, causing rock releases, landslides or erosion.

To increase the security on a slope it is necessary to characterize the constituent materials of the slope, through geotechnical surveys, using the characterization to analyze the stability of the slope by geomechanical studies.

This work presents a study on the stability of a slope in the city of Morelia. The study is divided into three basic parts, the first part explores the surface material of the slope for its physical and mechanical properties through laboratory tests. The second part consists of analyzing the witnesses of the Geotechnical surveys in the laboratory, perform geomechanical rock mass classifications and with these results to analyze the stability of the slope through the development of simulation models, determining security factors. The third part consists of modify simulation models, considering the stratigraphy obtained from the cut and thus determine whether the slope is stable and propose a measure of stabilization, if it is not stable.

Physical and mechanical values of nine samples obtained from surface outcrops on the slope were obtained from the first part of the study. In the second part is determined the same values of eighty and two samples obtained from them geotechnical surveys. Thirteen geomechanical classifications were obtained by classifying this material. Whereas the classification and value of materials appropriate simulation models were developed to determine the factor of safety of the slope. Once the cut is done a new stratification and the pattern of major discontinuities were obtained, after that the simulation models were adjusted. The resulting analysis threw that the slope was safe with 1.29-3.07 security factors. Finally, considering the most unfavourable conditions, proposed a scheme of stabilization using anchors; increasing values to 1.45 and 1.50 from the lower safety factors.

1.INTRODUCCIÓN

Actualmente el desarrollo de las actuales vías de comunicación como canales, presas, carreteras o ferrocarriles y el aumento de obras de protección contra la acción de los ríos han puesto al diseño y la construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril muy alto (González Vallejo, et al. 2002).

En México es común que no se realicen estudios preliminares a laderas para conocer los materiales que la componen y así prevenir cualquier tipo de problema que se pueda generar durante la construcción del corte carretero. La mayoría de estos problemas están asociados a inestabilidad en suelos y rocas, originando desprendimientos de roca, deslizamientos o erosión.

Para incrementar la seguridad en un talud es necesario caracterizar los materiales constitutivos de la ladera, mediante sondeos geotécnicos, utilizando la caracterización para analizar la estabilidad del talud mediante estudios geomecánicos. Al no tener esta información no se toman las medidas adecuadas para su estabilización, generándose problemas económicos tanto por una estabilización excesiva como por una deficiente.

1.1. Justificación

En este trabajo se va a analizar un talud que se encuentra en la parte sur de Morelia, el cual es parte de un proyecto muy importante debido a su magnitud e importancia social, lo cual representa varios retos ingenieriles y técnicos.

El corte que se realizará sobre este talud tiene una longitud de 280 m y una altura máxima de 50 m, con pendiente de diseño de 0.25:1. La zona donde se realizará la construcción de este proyecto ya ha sido estudiada anteriormente, pero no así la ladera seleccionada para la construcción del corte y la estabilización del talud.

El principal problema que se podría generar en el talud al hacer el corte es el de caída y rodamiento de fragmentos y bloques de roca hacia el camino durante la época de lluvias y erosión superficial del talud debido al mismo fenómeno.

Debido a estos problemas se considera importante garantizar la seguridad y estabilidad del talud.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo principal

Realizar el seguimiento del proyecto y proceso constructivo de un corte carretero, con el propósito de mejorar la metodología utilizada actualmente.

1.2.2. Objetivos particulares

- Determinar las características de los materiales que forman los taludes, para entender el fenómeno que se está presentando.
- Conocer la calidad del macizo rocoso mediante clasificaciones geomecánicas.
- Desarrollar un modelo de simulación utilizando el método de equilibrio límite para conocer los factores de seguridad del talud.
- Proponer mecanismos de estabilización en caso que las características del talud no sean estables a partir del modelado.
- Proponer medidas de prevención de riesgos en la zona de estudio.

1.3. Metodología

Para lograr el objetivo de la tesis se propuso determinar los materiales constitutivos de la ladera mediante sondeos geotécnicos y de esta forma analizar la estabilidad del talud mediante un modelo de simulación.

La metodología propuesta consiste en las siguientes fases:

1. Determinar la ubicación de afloramientos de macizos rocosos para determinar la calidad del material superficial.
2. Recopilación de muestras a través de sondeos geotécnicos para obtener muestras del material constitutivo.
3. Determinar las características de los materiales mediante ensayos de laboratorio apropiados para obtener sus características físicas y mecánicas.
4. Considerando los resultados de laboratorio clasificar el macizo rocoso de acuerdo a sus propiedades geomecánicas.
5. Examinar las discontinuidades que presentaron los afloramientos del macizo rocoso y el talud del corte.
6. Desarrollar los modelos de simulación para diferentes condiciones iniciales considerando los resultados de las pruebas de laboratorio y las clasificaciones geomecánicas.
7. Caracterizar diferentes superficies de falla a través de los resultados de simulación para ajustar las condiciones ideales en un proceso iterativo.
8. Determinar los factores de seguridad con base en las superficies de falla.
9. Proponer mecanismos de estabilización para incrementar los factores de seguridad determinados.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 PROBLEMÁTICA

La mayoría de los deslizamientos que han afectado a la población en México, está asociada a inestabilidades en suelos y rocas, provocadas por lluvias intensas y prolongadas. Así por ejemplo, el deslizamiento y flujo de suelos ocurrido en la Col. La Aurora de la ciudad de Teziutlán, Puebla, el 5 de octubre de 1999, fue resultado de precipitaciones extraordinarias. El deslizamiento provocó de manera intempestiva la pérdida de 110 personas. (Mendoza et al, 2002).

En cuanto a los cortes carreteros en nuestro país la mayoría de las veces no se realizan estudios previos para conocer las características de los materiales que conforman el talud, y al no conocerlas no se puede proponer medidas de prevención para evitar desprendimientos de fragmentos de roca, deslizamientos, erosión, entre otros.

2.2. NOMENCLATURA DE TALUDES Y LADERAS

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. Se define como ladera cuando su conformación tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Suárez Díaz, 1998).

Los taludes originados por la naturaleza se les conoce como laderas, pero cuando son generados debido a la intervención de la actividad humana se llaman taludes artificiales o simplemente taludes. En el ámbito carretero estos taludes se conocen como cortes y terraplenes. En la **Figura 2.1** se muestran los elementos que conforman un talud artificial y una ladera natural.

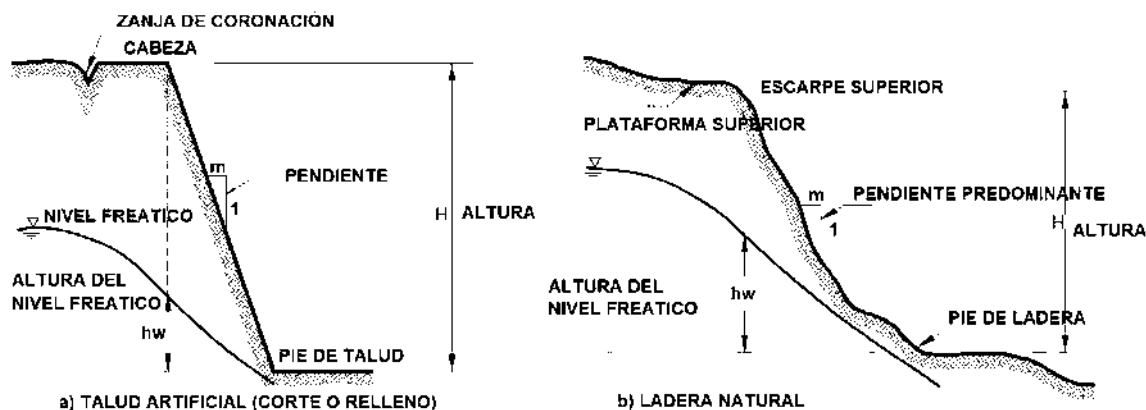


Figura 2.1. Nomenclatura de un talud y ladera (Suárez, 1998).

De acuerdo a la Figura 2.1, los elementos constitutivos de un talud o una ladera son los siguientes:

- Pie de talud: El pie corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera.
- Cabeza o Escarpe: Se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera.
- Altura: Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza.
- Altura de nivel freático: Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua debajo de la cabeza.
- Pendiente: Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m:1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

2.3. DESLIZAMIENTOS EN TALUDES

Los deslizamientos consisten en “movimientos de masas de roca, detritos o tierra, hacia abajo de un talud” (Cruden 1991). En el término “deslizamiento” se incluyen tanto los procesos de erosión y denudación (meteorización, transporte, erosión y sedimentación), pero no se incluye la naturaleza precisa del proceso que son productos de la acción de fuerzas gravitacionales, hidráulicas, entre otras.

Los deslizamientos ocurren generalmente a lo largo de las superficies de falla del talud, por caída libre, debido a movimientos en masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud pueden moverse hacia abajo mientras que otros pueden moverse hacia arriba. Los fenómenos de inestabilidad incluyen una combinación de procesos erosionales y denudacionales interrelacionados entre sí y a menudo mezclados (Suárez, 1998).

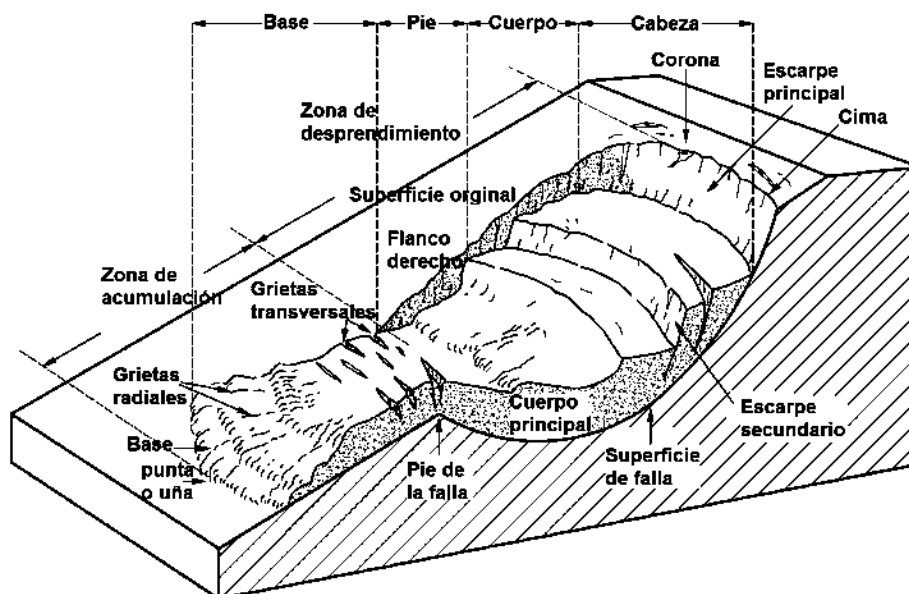


Figura 2.2. Nomenclatura de un deslizamiento (Suárez, 1998).

En la **Figura 2.2** se observa la representación gráfica del deslizamiento de un talud y las partes que lo conforman.

A continuación se describe cada una de las partes de un deslizamiento de talud, como se observa en la **Figura 2.2**:

- **Escarpe principal:** Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.
- **Escarpe secundario:** Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.
- **Cabeza:** Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- **Cima:** El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- **Corona:** El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.
- **Superficie de falla:** Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.
- **Pie de la superficie de falla:** La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- **Base:** El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.
- **Punta o uña:** El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.
- **Costado o flanco:** Un lado (perfil lateral) del movimiento.
- **Superficie original del terreno:** La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.
- **Derecha e izquierda:** Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

2.4. TIPOS DE MOVIMIENTO

Existen diferentes clasificaciones de los movimientos de taludes, pero la más usada es la de Varnes (1978), el cual clasifica los principales tipos de movimiento de masa de la siguiente manera:

2.4.1. Caído

Un caído se genera cuando una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud con pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o poco desplazamiento de corte y desciende a través del aire por caída libre, a saltos o rodando.

Los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es mayor a 75° , en taludes de ángulo menor rebotan y en taludes menores a 45° los materiales ruedan. En la **Figura 2.3** se observan algunos de los mecanismos que provocan caídos.

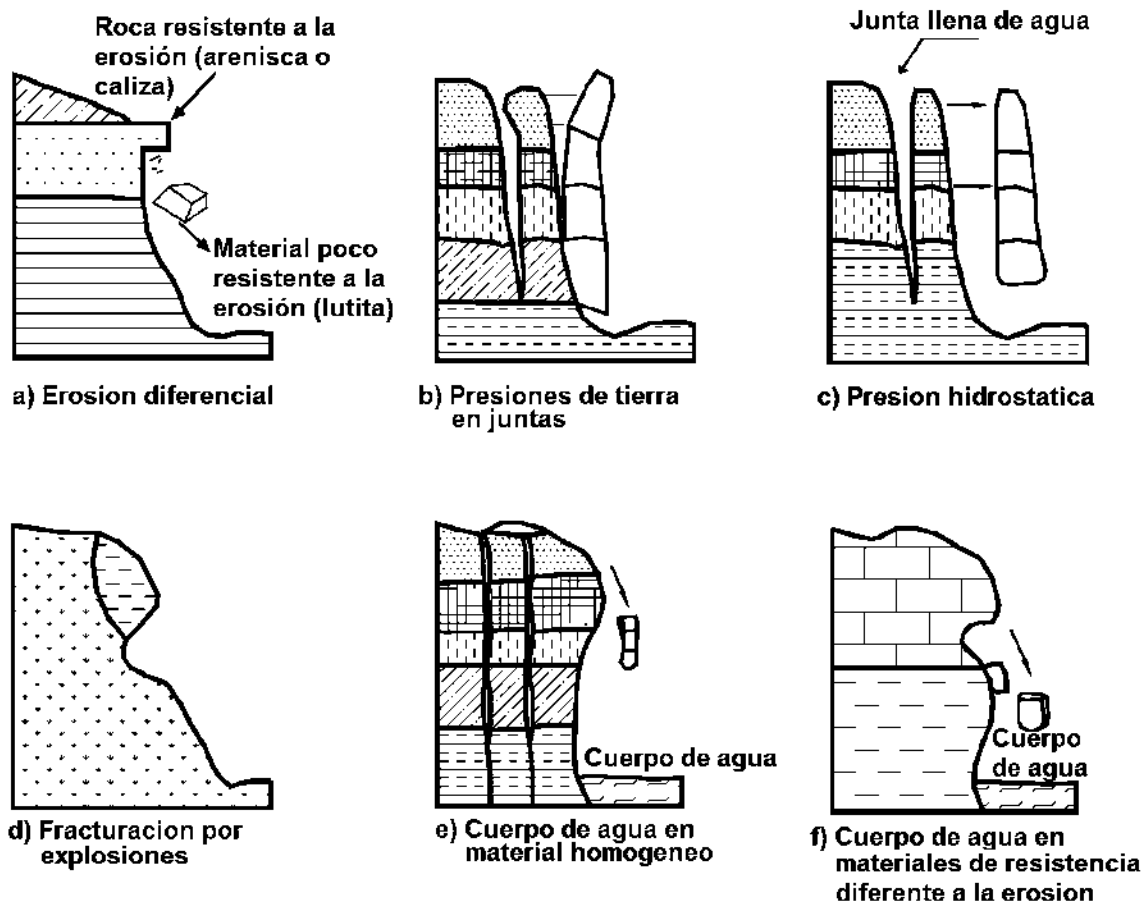


Figura 2.3. Mecanismos de falla de caídos (Suárez, 1998).

Algunas de las causas de los caídos pueden ser: lluvia, roca fracturada, viento, escorrentía, fracturas planares adversas, movimiento de animales, erosión diferencial, raíces de los árboles, nacimientos de agua, vibraciones de maquinaria y vehículos, descomposición del suelo, terremotos, cortes, explotación de materiales y actividades humanas.

2.4.2 Inclinación o volteo

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia delante de una unidad o varias de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente ocurren en las formaciones rocosas, pero también se pueden presentar en suelos cohesivos secos y en suelos residuales.

Las fuerzas que producen este movimiento son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos.

En los volcamientos de roca, las fracturas son las que definen las características del movimiento. En las inclinaciones del suelo las grietas de tensión, la cohesión de los materiales, la altura y la pendiente de los taludes, determinan el volumen de la masa, la magnitud del movimiento y la posibilidad de desmoronamiento, caído o flujo. En la **Figura 2.4** se muestra el proceso de falla de volcamiento.

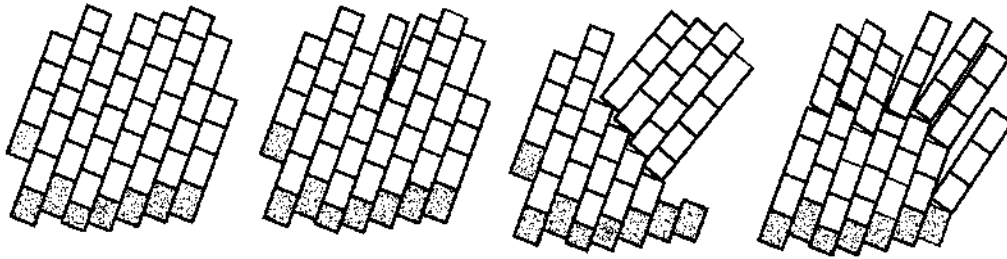


Figura 2.4. Proceso de falla de volcamiento (Suárez, 1998).

2.4.3. Reptación

La reptación o “creep” consiste en movimientos del suelo subsuperficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla. Generalmente, el desplazamiento horizontal es de pocos centímetros al año.

La reptación ocurre en laderas con pendiente baja a media. Se generan debido a alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en los suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados con características expansivas. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos. En la **Figura 2.5** se observa el esquema de un proceso de reptación.

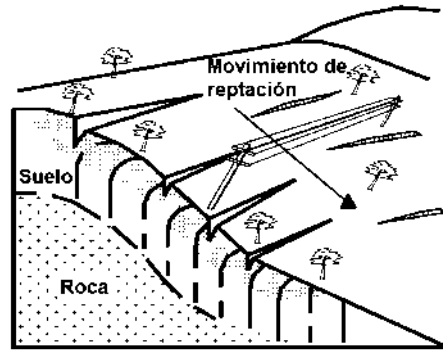


Figura 2.5. Proceso de reptación (Suárez, 1998).

2.4.4. Deslizamientos

Los deslizamientos consisten en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies de falla. Los deslizamientos pueden ser debidos a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, etc. Los deslizamientos se pueden dividir en dos: deslizamientos rotacionales y deslizamientos traslacionales.

- Deslizamiento rotacional:

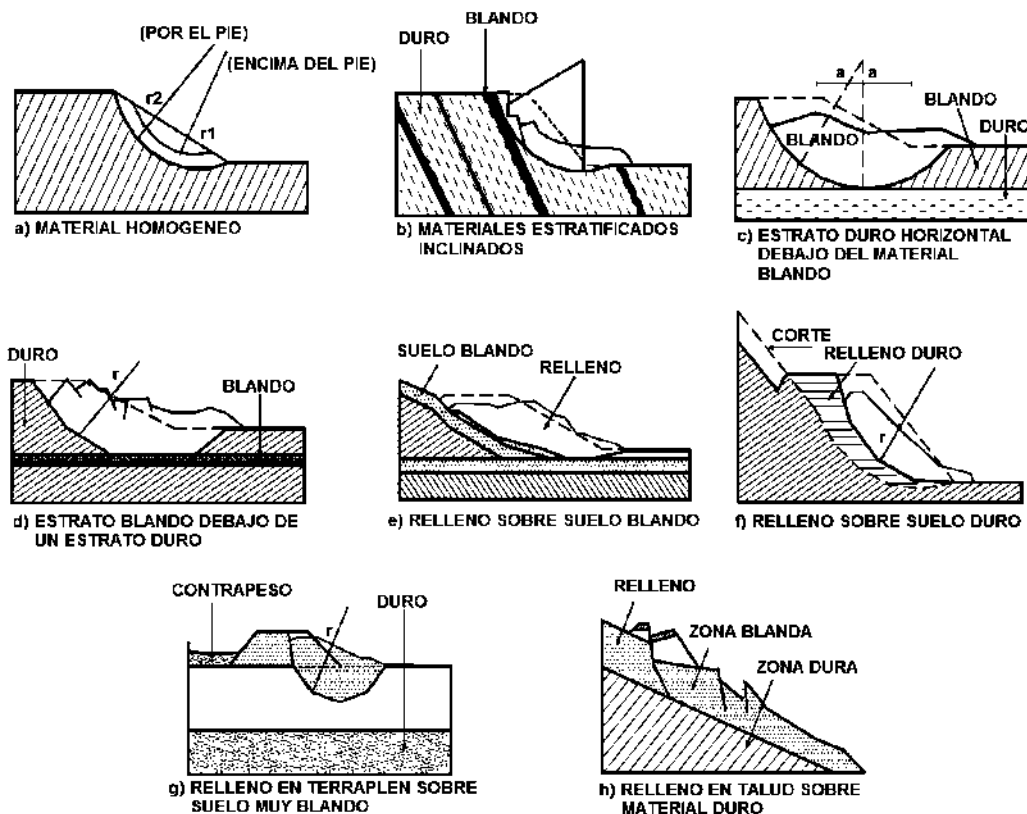


Figura 2.6. Tipos de deslizamiento rotacional (Suárez, 1998).

En este tipo de movimientos superficiales se forma una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del deslizamiento. Estos movimientos son típicos de los cortes y terraplenes realizados en las obras carreteras. En la **Figura 2.6** se observan diferentes tipos de deslizamientos rotacionales de acuerdo al tipo de estructura.

- Deslizamiento Traslacional:

En este movimiento la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene poco o nada de movimiento de rotación o volteo.

Un movimiento de rotación trata de autoestabilizarse, mientras uno de traslación puede avanzar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo. Los movimientos de traslación son controlados por superficies de falla, juntas, fracturas, planos de estratificación y zonas de cambio de estado de meteorización, que corresponden a cambios en la resistencia al corte de los materiales. En la **Figura 2.7** se muestran ejemplos de desplazamientos traslacionales.

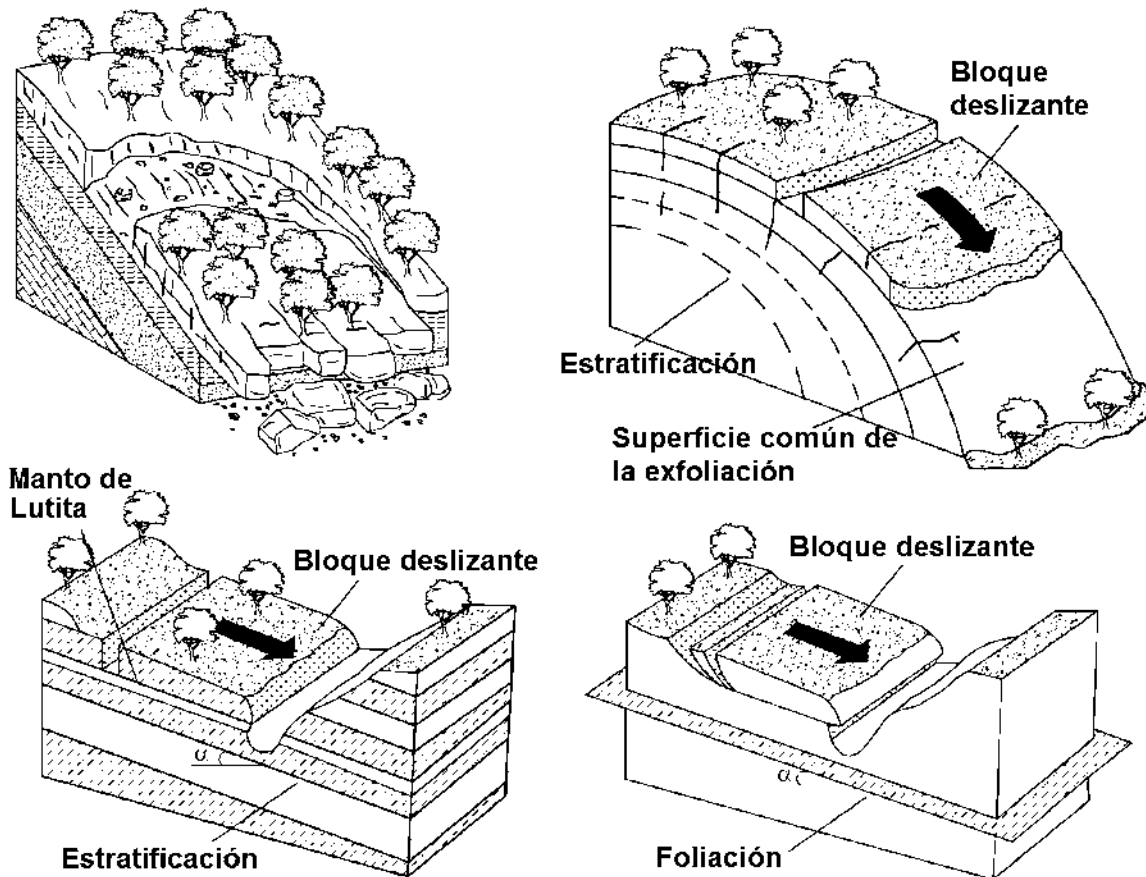


Figura 2.7. Desplazamientos traslacionales (Suárez, 1998).

2.4.5. Flujos

Un flujo es un movimiento de partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie; el material se encuentra disgregado con una excesiva presencia de agua, por lo que se comporta como un fluido, deformándose continuamente sin presentar superficies de falla definidas. Los depósitos de materiales finos de origen volcánico son muy susceptibles a este tipo de procesos (Suárez,1998).

La ocurrencia de flujos puede estar relacionada por los siguientes factores: lluvias, deshielo de nevados, sismos, alteración de suelos sensitivos y deslizamientos en zonas de alta pendiente. En la **Figura 2.8** podemos observar algunos tipos de flujo de acuerdo a su velocidad.

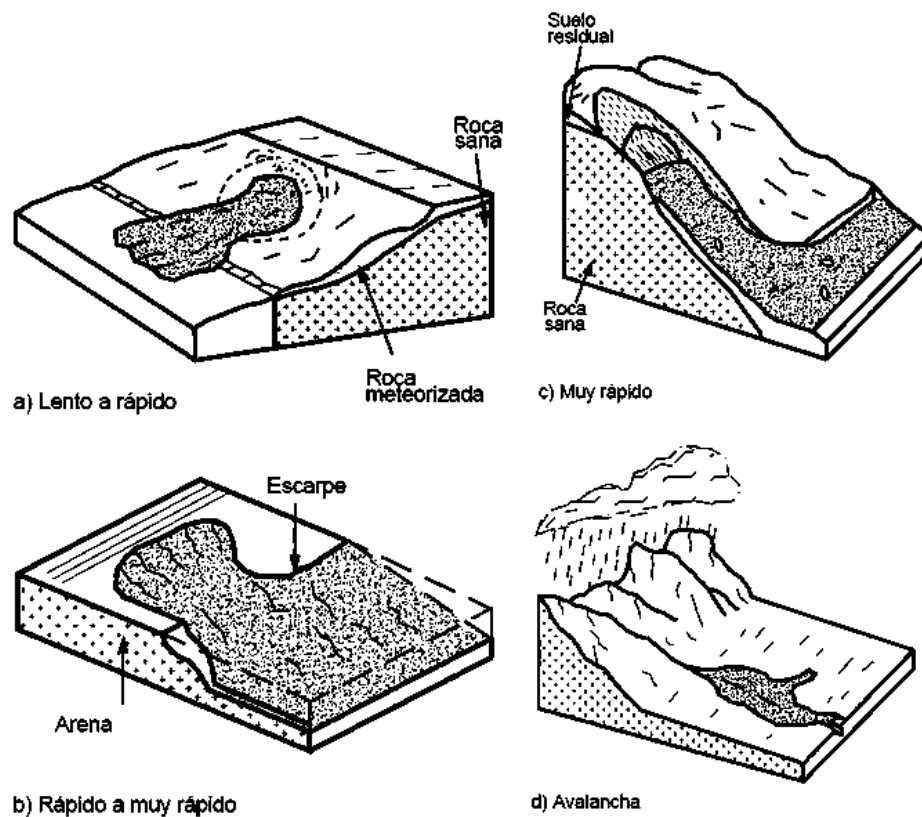


Figura 2.8. Tipos de flujo (Suárez, 1998).

2.4.6. Extensión lateral

Se denomina extensión o esparcimiento lateral a los movimientos en taludes de baja pendiente con componentes, principalmente laterales,. En los esparcimientos laterales el modo del movimiento dominante, es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión sobre roca o sobre suelos plásticos.

Las extensiones laterales ocurren comúnmente en las masas de roca, sobre suelos plásticos o finos, tales como arcillas y limos sensitivos que pierden gran parte de su resistencia al remodelarse. Los esparcimientos laterales son muy comunes en los sedimentos glaciales y marinos, pero no lo son en las zonas de suelos tropicales residuales. El mecanismo de falla de una extensión lateral puede incluir además, elementos de rotación, traslación, o de flujo sobre materiales plásticos. Un esquema de este movimiento se muestra en la Figura 2.9.

Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar. La rata de movimiento es extremadamente lenta. La falla es progresiva, o sea, que se inicia en un área local relativamente pequeña y progresa rápidamente a áreas mayores (Suárez,1998).

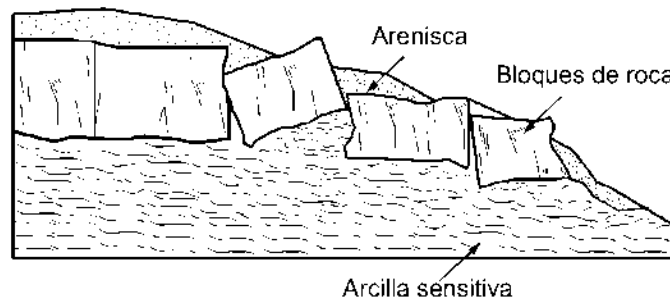


Figura 2.9. Esparcimiento lateral (Suárez, 1998).

2.4.7. Combinados o Mixtos

Frecuentemente los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de desplazamiento descritos anteriormente, se les denomina “complejos” o “mixtos”

Un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de desintegración, por ejemplo una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en flujo.

2.5. TALUDES DE ROCA Y SUS TIPOS DE ROTURA

Los diferentes tipos de roturas están condicionados por el grado de fracturación del macizo rocoso y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud, quedando la estabilidad definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa. En macizos rocosos duros o resistentes, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura. Los modelos de rotura más frecuentes son: rotura plana, en cuña, por vuelco, por pandeo y curva; los cuales se muestran a continuación. (González Vallejo, et al. 2002).

2.5.1. Rotura Plana

Se produce a favor de una superficie preexistente, que puede ser la estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con su misma dirección, cumpliéndose la condición que la discontinuidad debe estar descalzada por el talud ($\varphi > \alpha$) y su buzamiento deber ser mayor que su ángulo de rozamiento interno ($\alpha > \phi$), como se muestra en la **Figura 2.10**.

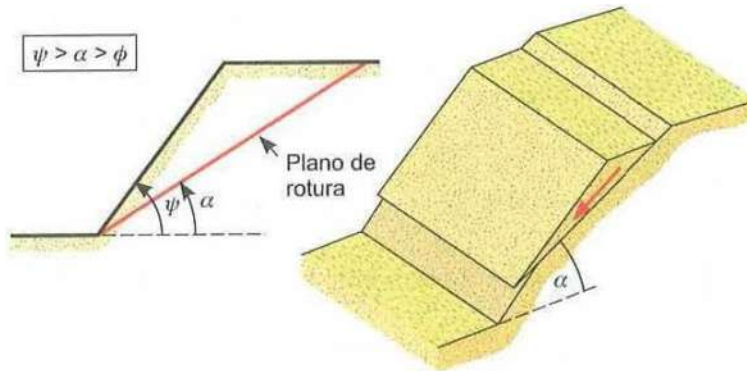


Figura 2.10. Rotura plana (González Vallejo, et al, 2002).

2.5.2. Rotura en cuña

La rotura en cuña es un deslizamiento de un bloque en forma de cuña, formado por dos planos de discontinuidad que se intersectan, la falla se desplaza a favor de la línea de intersección. Para que se genere una rotura en cuña, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud y se deben cumplir las mismas condiciones que para rotura plana: $\varphi > \alpha > \phi$, considerando a α como el buzamiento de la línea de intersección. En la **Figura 2.11** se observa la representación gráfica de una rotura en cuña.

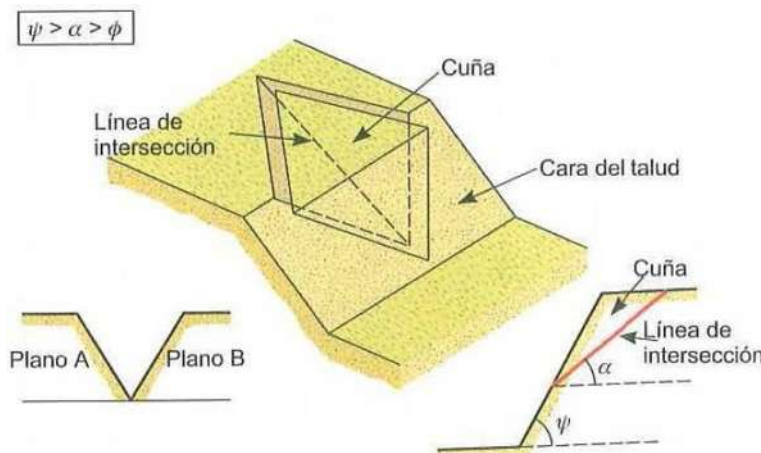


Figura 2.11. Rotura en cuña (González Vallejo, et al, 2002).

2.5.3. Rotura por vuelco

La rotura por vuelco se genera en taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan un buzamiento contrario a la inclinación del talud y también presentan una dirección paralela a éste. Los estratos se fracturan en bloques a favor del sistema de discontinuidades ortogonales entre sí. En la Figura 2.12 se muestra la representación gráfica de este tipo de rotura.

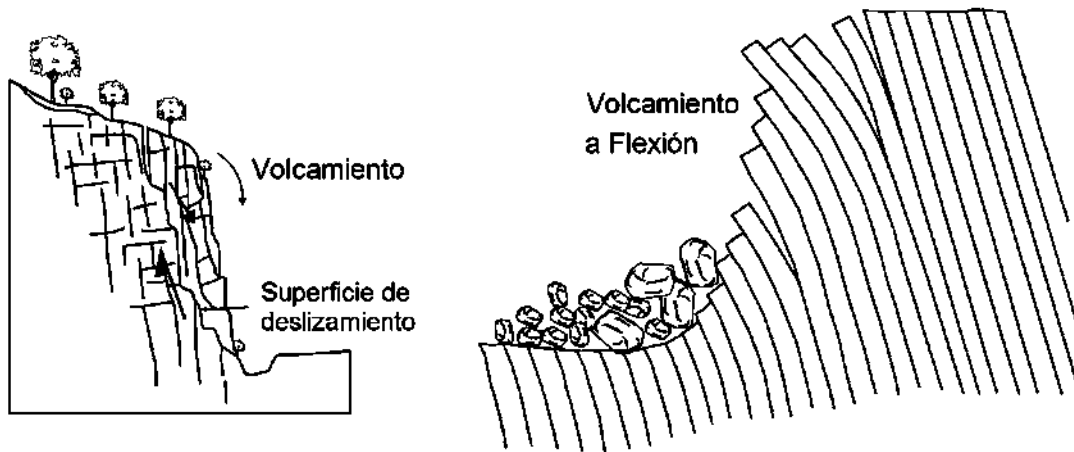


Figura 2.12. Rotura por vuelco (Suárez, 1998).

2.5.4. Rotura por pandeo

La rotura por pandeo, **Figura 2.13**, se produce a favor de los planos de estratificación paralelos al talud ($\alpha = \varphi$), con buzamiento mayor que el ángulo de rozamiento interno ($\alpha > \phi$). La rotura puede ocurrir con o sin la flexión del estrato; la condición necesaria es que los estratos sean suficientemente esbeltos, en relación con la altura del talud, para pandearse.

Algunas de las causas que pueden generar la rotura por pandeo tienen que ver con una altura excesiva del talud, existencia de fuerzas externas aplicadas sobre los estratos o una geometría desfavorable de estos, existencia de presiones de agua sobre los estratos o concentración desfavorable de tensiones.

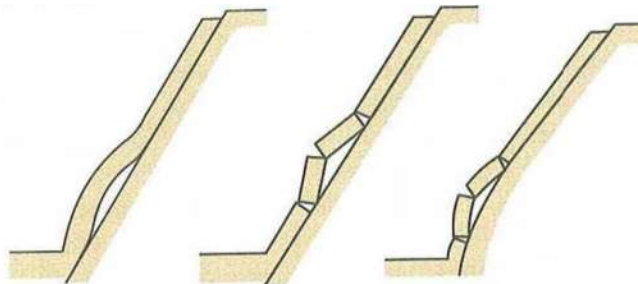


Figura 2.13. Rotura por pandeo (González Vallejo, et al., 2002).

2.5.5. Rotura curva

La rotura curva se presenta en macizos rocosos blandos, muy alterados o intensamente fracturados, los cuales tienen un comportamiento isótropo y los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico y en este caso el macizo se comporta como un suelo, como podemos observar en la **Figura 2.14**.



Figura 2.14. Rotura curva (González Vallejo, et al., 2002).

2.6. DISCONTINUIDADES

Las superficies o planos de discontinuidad de los macizos rocosos condicionan de una forma definitiva sus propiedades y comportamiento resistente, deformacional e hidráulico. Las discontinuidades imprimen un carácter discontinuo y anisótropo a los macizos, haciéndolos más deformables y débiles, lo que dificulta la evaluación del comportamiento mecánico.

La estabilidad de las excavaciones y de las cimentaciones en roca depende de la orientación y de la resistencia de las discontinuidades. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para estimarla se necesita describir las características físicas y geométricas de los planos (González Vallejo, et al., 2002).

En la **Tabla 2.1** se agrupan los diferentes tipos de discontinuidades, sean en sistemáticas (cuando aparecen en familias) y singulares (cuando aparece un único plano que atraviesa el macizo rocoso).

Tabla 2.1. Tipos de discontinuidades

Discontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	Planos de estratificación Planos de laminación Diaclasas o juntas Planos de esquistosidad	Fallas Diques Discordancias
Lineales	Intersección de discontinuidades planares Lineaciones	Ejes de pliegues

A continuación se describen algunos de los tipos de discontinuidades:

- *Diaclasas/juntas*: son los planos de discontinuidad más frecuentes en los macizos rocosos, y corresponden a superficies de fracturación o rotura de la roca a favor de las cuales no ha habido desplazamiento o ha sido muy pequeño.
- *Planos de estratificación*: Son las superficies que limitan los estratos en las rocas sedimentarias.
- *Superficie de laminación*: Son discontinuidades sistemáticas que aparecen en las rocas sedimentarias.
- *Planos de equistosidad*: De origen tectónico, aparecen en rocas que han sufrido una deformación importante, disponiéndose perpendicularmente a la dirección compresiva del máximo acortamiento.
- *Superficies de contacto litológico*: Son planos singulares de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso.
- *Fallas*: Discontinuidades singulares que corresponden a planos de rotura o fracturación con desplazamiento relativo entre los bloques.

En la descripción de las familias de discontinuidades en un macizo rocoso se deben incluir las siguientes características y parámetros geométricos: orientación, espaciado, continuidad o persistencia, rugosidad, abertura, relleno, filtraciones y resistencia de las paredes. Algunas de estas características determinan el comportamiento mecánico y la resistencia de los planos de discontinuidad. A continuación se describen algunos de estos parámetros:

- *Orientación:* La orientación de una discontinuidad queda definida por su inclinación y su dirección de buzamiento. Su medida se realiza mediante brújula con clinómetro y su representación gráfica puede realizarse mediante proyección estereográfica, diagramas de rosetas, bloques diagrama o símbolos en mapas geológicos. Los bloques diagrama representan tridimensionalmente la distribución de los planos, y se puede visualizar de forma sencilla la orientación de la fracturación con respecto a una estructura u obra.
- *Espaciado:* Es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidad entre una misma familia. El espaciado influye en el comportamiento global del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de matriz rocosa, a menor espaciado menor resistencia y mayor permeabilidad. En la **Tabla 2.2** se muestra la clasificación de las discontinuidades por su espaciado según la ISRM (International Society for Rock Mechanics).

Tabla 2.2. Clasificación de discontinuidades por espaciado (ISRM, 1981)

Clase	Descripción	Espaciado (mm)
I	Extremadamente junto	<20
II	Muy junto	20-60
III	Junto	60-200
IV	Moderadamente junto	200-600
V	Separado	600-2000
VI	Muy separado	2000-6000
VII	Extremadamente separado	>6000

- *Continuidad:* Es la extensión del plano de discontinuidad que define en gran parte si la matriz rocosa estará involucrada en los procesos de rotura del macizo rocoso, y en qué grado condiciona los parámetros resistentes globales del mismo. En la **Tabla 2.3** se muestra la clasificación de las discontinuidades dependiendo su continuidad según la ISRM (International Society for Rock Mechanics).

Tabla 2.3. Clasificación de la continuidad en discontinuidades (ISRM, 1981)

Clase	Descripción	Longitud (m)
I	Muy baja continuidad	< 1
II	Baja continuidad	1 – 3
III	Continuidad media	3 – 10
IV	Alta continuidad	10 – 20
V	Muy alta continuidad	> 20

- **Rugosidad:** La rugosidad determina su resistencia al corte, a mayor rugosidad mayor resistencia. Las irregularidades dificultan el movimiento durante los procesos de desplazamiento tangencial por corte a favor de las discontinuidades. La ondulación y las rugosidades en los planos pueden controlar las posibles direcciones de desplazamiento y definen la resistencia al corte para distintas direcciones. En la **Figura 2.15** se muestran los perfiles tipo de rugosidad, propuestos por Barton y Choubey.

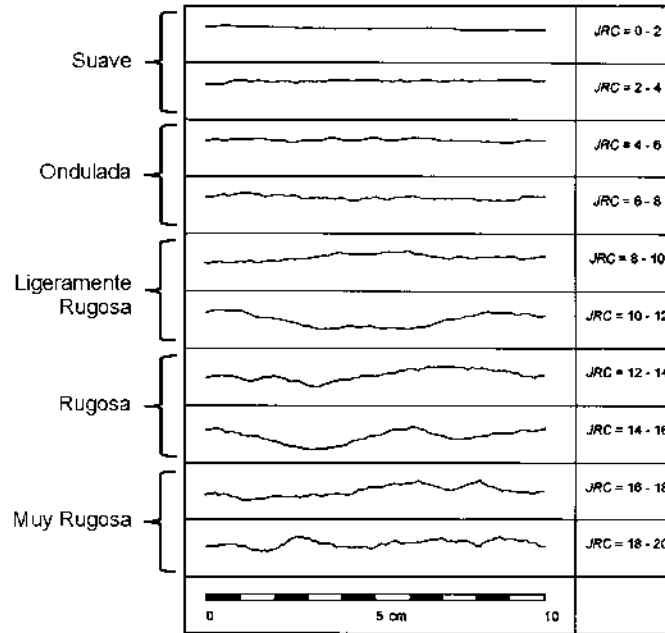


Figura 2.15. Perfiles tipo para estimar el coeficiente de rugosidad JRC.

- **Abertura:** Es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. En superficie la abertura suele ser elevada pero al aumentar la profundidad ésta se reduce. La abertura influye en la resistencia al corte debido a que se modifican las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes. En la **Tabla 2.4** se presenta la clasificación de la abertura según la ISRM.

Tabla 2.4. Clasificación de la abertura en discontinuidades (ISRM, 1981).

Clase	Descripción	Abertura (mm)
I	Muy cerrada	< 0.1 mm
II	Cerrada	0.1 – 0.25 mm
III	Parcialmente cerrada	0.25 – 0.5 mm
IV	Abierta	0.5 – 2.5 mm
V	Moderadamente abierta	2.5 – 10 mm
VI	Ancha	> 1 cm
VII	Muy ancha	1 – 10 cm
VIII	Extremadamente ancha	10 – 100 cm
IX	Cavernosa	> 1 m

- *Relleno*: En ocasiones las discontinuidades presentan relleno de material blando arcilloso o con material rocoso diferente al de las paredes. Las propiedades, tanto físicas como mecánicas, del relleno pueden ser muy variables y controlan el comportamiento de la discontinuidad. Las características principales del relleno son su naturaleza, espesor, resistencia al corte y permeabilidad.
- *Filtraciones*: Las discontinuidades son el camino preferente para las filtraciones de agua en el macizo rocoso (permeabilidad secundaria). El agua rebaja la resistencia al corte al disminuir las tensiones efectivas actuantes sobre los planos de discontinuidad.
- *Resistencia a compresión simple*: La resistencia de la pared de una discontinuidad depende del tipo de matriz rocosa, de la existencia de relleno y del grado de alteración de las paredes. Esta resistencia suele ser menor que la de una roca intacta debida a la alteración superficial.

2.7. MECÁNICA DE ROCAS

Las masas rocosas son afectadas por discontinuidades o superficies de debilidad, las cuales separan bloques de la matriz rocosa constituyendo en conjunto los macizos rocosos. La mecánica de rocas estudia estos ámbitos, la diferencia con el estudio de los suelos radica en los planos de discontinuidad debido a que generan que el medio rocoso presente un carácter discontinuo y anisótropo.

La finalidad de esta es predecir y conocer el comportamiento de las rocas ante la presencia de fuerzas externas que modifiquen y alteren el comportamiento natural de las fuerzas internas que se ejercen en ellas.

Las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que definen su comportamiento mecánico son: la naturaleza de la roca, la resistencia ante la rotura, la deformación a corto y largo plazo, la influencia del agua en el comportamiento, el comportamiento ante la meteorización y el comportamiento en función del tiempo; éstas propiedades se pueden conocer mediante ensayos de laboratorio (González Vallejo et al., 2002).

2.7.1. Propiedades físicas de la matriz rocosa

Una matriz rocosa es el material rocoso que no tiene discontinuidades (roca intacta) y a pesar de que se considere continua, presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, resistencia y deformabilidad.

Para identificar y describir cuantitativamente las propiedades básicas de las rocas (propiedades índice) se utilizan varios métodos, que nos darán a conocer estas propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa, en la **Tabla 2.5** se observan dichos métodos.

Tabla 2.5. Propiedades de la matriz rocosa (González de Vallejo et al., 2002).

	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición mineralógica Fábrica y textura Tamaño de grano Color	Descripción visual Microscopía óptica y electrónica Difracción de rayos X
	Porosidad (n) Peso específico (γ) Contenido de humedad	Técnicas de laboratorio
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, k)	Ensayo de permeabilidad
	Durabilidad Alterabilidad (Índice de alterabilidad)	Ensayo de alterabilidad
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión simple (σ_c)	Ensayo de compresión uniaxial Ensayo de carga puntual Martillo Schmidt
	Resistencia a tensión (σ_t)	Ensayo de tensión directa Ensayo de tensión indirecta
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p, V_s)	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio
	Resistencia (parámetros c y ϕ)	Ensayo de compresión triaxial
	Deformación (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: E, ν)	Ensayo de compresión uniaxial Ensayo de velocidad sísmica

2.7.2. Resistencia y deformabilidad de macizos rocosos.

La resistencia de los macizos rocosos es función de la resistencia de la matriz rocosa, de las discontinuidades y de las condiciones geoambientales a las que se encuentra sometido el macizo.

La resistencia puede evaluarse en términos del máximo esfuerzo que puede soportar para unas determinadas condiciones y en términos de sus propiedades resistentes (c y ϕ).

La determinación de la resistencia de la matriz rocosa o de una discontinuidad puede realizarse con ensayos de laboratorio o in situ. Una vez establecidos los elementos que controlan la resistencia del macizo se pueden evaluar mediante: métodos empíricos basados en experiencias y ensayos de laboratorio, métodos indirectos basados en índices de calidad (clasificaciones geomecánicas), modelaciones matemáticas y análisis a posteriori, modelaciones físicas.

Los criterios de rotura o de resistencia permiten evaluar la resistencia de los macizos rocosos a partir de los esfuerzos actuantes y de las propiedades del material rocoso.

Los índices de calidad permiten estimar la resistencia de forma aproximada, al establecer correlaciones entre las clases de roca y los parámetros resistentes c y ϕ del macizo rocoso.

Los modelos matemáticos permiten estimar la resistencia a partir de la modelación numérica del comportamiento del macizo, de sus propiedades físicas y mecánicas, de la ley de comportamiento y de los factores influyentes.

2.7.3. Criterios de rotura.

Para definir el comportamiento de una roca en rotura existen dos formas, mediante el estado de tensiones o mediante el estado de deformaciones; la primera es la más utilizada (González Vallejo, 2002), y en ésta, se toma como resistencia de la roca la máxima tensión que ésta puede soportar.

El tensor de tensiones para cualquier punto del macizo rocoso viene definido por seis componentes, tres normales y tres tangenciales, σ_{xi} , σ_{yi} , σ_{zi} , τ_{xyi} , τ_{yzi} y τ_{xzi} , en un sistema de coordenadas (x,y,z). Las tres tensiones principales σ_{1i} , σ_{2i} y σ_{3i} se obtienen dependiendo la magnitud y dirección de las seis componentes del tensor (Ros, 2011).

En el caso de un material isótropo cualquier dirección es dirección principal con lo que las tensiones principales se representan σ_1 , σ_2 y σ_3 y se define como criterio de rotura a la superficie f , que delimita en el espacio de tensiones principales un dominio elástico que está expresado en la ecuación (2.1):

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (2.1)$$

La tensión intermedia (σ_2) se suele ignorar, por lo que el criterio de rotura se define bidimensionalmente en función de la tensión mayor (σ_1) y la tensión menor (σ_3).

f es la superficie que limita el dominio elástico del material, en el espacio bidimensional de tensiones principales, y la ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de rotura.

Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia (f) se obtienen distintos criterios de rotura, entre los que destacan el criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb y el criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown (Ros, 2011).

2.7.3.1. Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb está en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano. La superficie de fluencia es de la forma $\tau = f(\sigma)$, cuya expresión matemática se observa en la ecuación (2.2):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.2)$$

dónde:

- c es la cohesión, constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- ϕ es el ángulo de fricción.
- τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura.
- σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura.

En la Figura 2.16 se representa el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial.

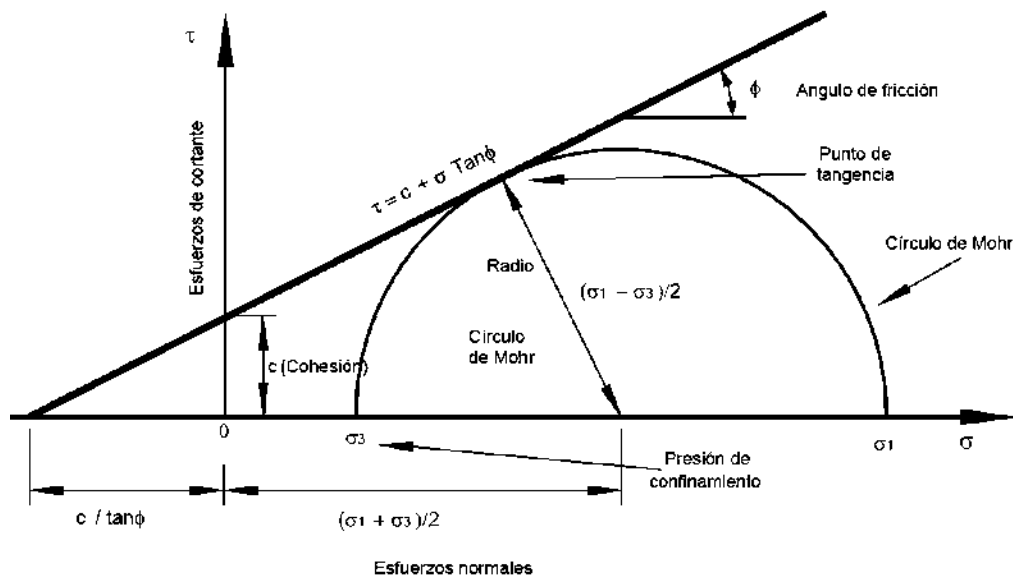


Figura 2.16. Representación gráfica de la envolvente de Mohr-Coulomb (Suárez,2009).

El dominio elástico está representado por la envolvente de Mohr, por lo tanto, los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se sitúan encima se encuentran en rotura (Ros, 2011).

2.7.3.2. Criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown

Es un criterio de rotura válido para macizos rocosos isótropos, y tiene en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala. El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados sin alterar con matriz rocosa resistente, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo rocoso está controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo queda definida por la expresión de Hoek y Brown (1980) y mostrada en la ecuación (2.3):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad (2.3)$$

dónde:

- σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en el momento de rotura.
- σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- m y s son constantes adimensionales del material que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades. El parámetro s es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación. Por su parte, m influye en la resistencia al corte del material. Ambos parámetros se obtienen a partir de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating (RMR), introducida por Bieniawski en 1976 y la cual se presenta en el capítulo 3.3.1. de éste trabajo. Los valores de m y s varían dependiendo de la alteración del macizo rocoso:
 - Para macizos rocosos sin alterar y no afectados por voladuras el valor de m se calcula con la ecuación (2.4) y el valor de s con la ecuación (2.5):

$$m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{28} \quad (2.4)$$

$$s = \exp \frac{RMR - 100}{9} \quad (2.5)$$

- Para macizos rocosos alterados o afectados por voladuras el valor de m se calcula con la ecuación (2.6) y el valor de s con la ecuación (2.7):

$$m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{14} \quad (2.6)$$

$$s = \exp \frac{RMR - 100}{6} \quad (2.7)$$

dónde:

- m_i es el valor correspondiente a la matriz rocosa que se obtiene en ensayos de compresión triaxial. Los valores máximos para esta constante se presentan en la **Tabla 2.6**.

Tabla 2.6. Valores máximos de la constante m_i para la matriz rocosa (González de Vallejo L., 2002)

Tipo de roca y valor de la constante m_i				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	-22	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	18
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	20	Yeso	16
	Caliza esparítica	10	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss	33
	Cuarcita	24	Esquisto	48
	Migmatita	30	Filita	10
	Anfibolita	(25 – 31)	Pizarra	9
	Milonita	-6		
Ígneas	Granito	33	Diorita	28
	Riolita	16	Andesita	19
	Granodiorita	30	Gabro	27
	Dacita	17	Basalto	17
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	20	Toba	15
	Brecha	18		

Para macizos rocosos fracturados de mala calidad, con materiales blandos y alterados utilizamos la expresión del criterio generalizado (Hoek et al., 2002) mostrada en la ecuación (2.8):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (2.8)$$

dónde:

- s y α son constantes del macizo rocoso dadas por las ecuaciones (2.9) y (2.10) respectivamente:

$$s = \exp \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \quad (2.9)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.10)$$

- m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por la ecuación (2.11):

$$m_b = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \quad (2.11)$$

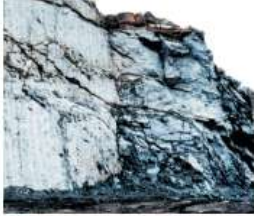
- GSI (Geological Strength Index - Índice de Resistencia Geológica) es una clasificación que se obtiene a partir del RMR, mediante la correlación mostrada en la ecuación (2.12), en donde debe de asignarse un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo y un valor de 0 al parámetro de ajusta para la orientación de las discontinuidades:

➤

$$GSI = RMR - 5 \quad (2.12)$$

- D es un factor de alteración que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por efecto de las excavaciones o por relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos inalterados hasta 1 para macizos muy alterados como se muestra en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7. Guía para estimar el factor de alteración D (Hoek, 2002).

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

Se tiene que tomar en cuenta que en la aplicación del criterio de Hoek y Brown y en la interpretación de los valores de resistencia obtenidos, el criterio es válido únicamente para macizos rocoso con comportamiento isótropo y el índice GSI se basa en estimaciones cualitativas.

2.7.3.3. Criterio de rotura de Barton y Chouby

El criterio de Barton y Chouby es un modelo empírico que se basa en la ecuación (2.13):

$$\tau = \sigma \tan \left[\phi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) \right] \quad (2.13)$$

Dónde:

- ϕ_r es el ángulo de rozamiento residual de la superficie de falla, el cual es inferior al ángulo de la roca sana ϕ_b , ya que generalmente la pared de la junta se encuentra alterada. Para su determinación, se utiliza la fórmula de Barton y Choubey (1977), ecuación (2.14), a partir de la resistencia del martillo Schmidt:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (2.14)$$

Dónde:

- r = Rebote del martillo Schmidt en superficie húmeda, en estado natural.
- R = Rebote del martillo Schmidt en superficie seca, en estado natural.
- JCS es la resistencia de la pared de la junta, si las paredes de la junta no están meteorizadas se usa el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, pero si la pared está alterada el valor de JCS se obtiene mediante los resultados del esclerómetro sobre la pared de la junta (González Vallejo et al., 2002)..
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta el cual se explica en el apartado 3.2.7 de este trabajo.

2.7.4. Geological Strength Index (GSI).

El GSI es un sistema para estimar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades a partir de observaciones geológicas de campo.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada por las formas y aristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie se tiene en cuenta si está alterada, si ha sufrido erosión o que tipo de textura presenta, y el tipo de recubrimiento existente. Una vez realizadas las observaciones se escoge en la Figura 2.17 la situación que más se acerca a la realidad del macizo en estudio, obteniendo así, el valor del GSI (Ros,2011).

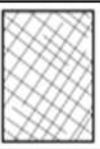
ROCAS DIACLASADAS (Hoek and Marinos, 2000)		CONDICIONES DE SUPERFICIE				
Apartir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor mayor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33-37 es más realista que un GSI = 35. Note que la tabla a macizos estructuralmente controlados por fallas, donde planos estructurales débiles están presentes en un dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos podrán dominar el comportamiento del macizo rocoso. las zonas de falla son propensas a la alteración como resultado de los cambios de humedad que pueden reducirse cuando el agua esta presente. Cuando trabajamos en rocas de regular o mala calidad, cambian las condicones por el cambio de humedad. La presión de agua es tratada por análisis de tensión efectiva.		MUY BUENAS	BUENAS	REGULAR	POBRE	MUY POBRE
		Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas.	Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, con manchas con hierro.	Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas.	Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o rellenos de	superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave.
		DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE →				
	INTACTA O MASIVA- Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.	90	80		N/A	N/A
	FRACTURADA- Macizo rocoso con bloques entrabados, consistente en bloques cúbicos formados por tres intersecciones de familias de discontinuidades.		70	60		
	MUY FRACTURADA - Macizo parcialmente perturbado con bloques entrabados y angulares, formados por cuatro o más familias de discontinuidades.			50		
	FRACTURADA / PERTURBADA - Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares, formados por la intersección de varias familias de discontinuidades. Persistencia de los planos de estratificación y esquistocidad.			40		
	DESINTEGRADA - Macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente entrelazados.				30	
	FOLIADA / LAMINADA - Se carece de bloques debido a la estrecha separación entre los planos de esquistocidad o de corte.				20	
					10	
		N/A	N/A			
		← DECRECE EL ENTRABAMIENTO DE LOS BLOQUES				

Figura 2.17. Tabla para estimar el índice GSI en base a descripciones geológicas

Los valores de GSI varían de 1 hasta 100. Los valores cercanos a 1 corresponden a macizos rocosos de menor calidad, con superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo rocoso. Los valores cercanos a 100 son de macizos de gran calidad, pequeña fragmentación en la que abundan formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión (González Vallejo et al., 2002).

2.8. INVESTIGACIONES IN SITU

2.8.1. Prospección geofísica

Los estudios geofísicos son técnicas no destructivas con gran cobertura, complementarias a los sondeos geotécnicos. Se utilizan habitualmente para determinar espesores de rellenos o recubrimientos, excavabilidad de materiales, posición del nivel freático, localización de cavidades, estructura del subsuelo, propiedades geomecánicas de materiales, localización de fallas o superficies de deslizamiento, espesor de roca alterada, índices de fisuración, localización de conducciones subterráneas y evolución de fenómenos dinámicos.

Los diferentes métodos geofísicos para el reconocimiento del subsuelo se dividen según el parámetro físico investigado: gravimetría (densidad), magnético (susceptibilidad magnética), sísmicos (velocidad de propagación de ondas sísmicas), radioactivos (niveles de radiación natural o inducida):

- *Métodos eléctricos:* Son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él corrientes eléctricas continuas. El parámetro que se controla es la resistividad y la interpretación final se hace en función de las características geológicas de la zona en que se aplican. Su aplicación es muy frecuente en ingeniería geológica. La resistividad es una propiedad intrínseca de las rocas y depende de la litología, estructura interna y, sobre todo, de su contenido en agua, no siendo, por tanto, una propiedad isótropa en la masa rocosa. Los equipos a emplear consisten en una caja de baterías, electrodos de corriente y potencial, cables de conexión y resistivímetros, como el de la Figura 2.18. Los métodos más comunes son los sondeos eléctricos verticales y las calicatas eléctricas.



Figura 2.18. Resistivímetro (González de Vallejo et al., 2002).

- *Métodos sísmicos:* Estudian la propagación en el terreno de ondas sísmicas producidas artificialmente, estableciendo su relación con la configuración geológica del subsuelo. La velocidad de propagación depende de las constantes elásticas y de la densidad del medio. Los contactos entre los cuerpos geológicos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, definen superficies de separación en las que las ondas sufren refracción, reflexión o difracción.
- *Métodos electromagnéticos:* Son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él campos electromagnéticos.
- *Métodos gravimétricos:* Se basan en el estudio de las diferencias entre los valores medidos del campo gravitatorio terrestre en un lugar y el valor que teóricamente debía tener en ese lugar (anomalía gravimétrica). Las anomalías están originadas por heterogeneidad en la densidad del subsuelo, y son positivas o negativas según que exista en el lugar un cuerpo de mayor o menor densidad que la del entorno.
- *Métodos magnéticos:* Su fundamento consiste en el estudio de las variaciones locales del campo magnético terrestre, obteniéndose medidas absolutas de la componente vertical del campo magnético. Las anomalías son debidas a diferencias en la susceptibilidad magnética de los suelos y rocas, y a la presencia de minerales permanentemente magnetizados. (González de Vallejo et al., 2002).

2.8.2. Sondeos geotécnicos

Los sondeos geotécnicos son un método de exploración mecánica que permite obtener muestras sea suelo o roca, con el objeto de analizar y conocer sus características geotécnicas. Se trata de perforaciones por medio de barrenos con diámetros pequeños que permiten la obtención de testigos del terreno perforado. Los procedimientos de perforación dependen de la naturaleza del terreno y del tipo de muestreo que se vaya a realizar. Los sondeos más usuales son los de rotación, los helicoidales y los de percusión:

Sondeos a rotación

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas y con distintas inclinaciones. La extracción de testigo es continua y el porcentaje de recuperación del testigo con respecto a la longitud perforada puede ser muy alto, dependiendo del sistema de extracción. Pueden ir de 100 a 1000 m de profundidad. Un equipo para sondeo a rotación inclinado se observa en la **Figura 2.19**.



Figura 2.19. Sondeo a rotación (González de Vallejo et al., 2002).

Sondeos con barrena helicoidal

Estos sondeos se limitan a suelos relativamente blandos y cohesivos, no operan en suelos duros o cementados. La ventaja es el bajo costo, la facilidad de desplazamiento y la rápida instalación de los equipos. La desventaja es que este tipo de perforación no permite precisiones inferiores a ± 0.50 m en la localización de los diferentes niveles atravesados y además el tipo de muestra que se obtiene en la sonda helicoidal es alterada, aunque en ciertos tipos de sondas se obtienen muestras inalteradas.

Los sondeos con barrena helicoidal se realizan manualmente para pequeñas profundidades (2-4 m) y diámetros (1-2 pulgadas), y mecánicamente para profundidades hasta de 40 m y diámetros de 3, 4, 6 y 8 pulgadas. Un ejemplo del equipo usado para este tipo de sondeos se muestra en la **Figura 2.20**.



Figura 2.20. Sondeo helicoidal (González Vallejo et al., 2002).

Sondeos a percusión

Los sondeos a percusión se utilizan tanto para suelos granulares como para suelos cohesivos y alcanzan profundidades de hasta 40 m. El sistema de perforación consiste en hincar tubos de acero mediante el golpeo de una maza de 120 kg que cae desde una altura de 1 m.

2.9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El análisis de estabilidad de taludes se desarrolla a partir de los trabajos de investigación in situ, los cuales nos darán a conocer las características geológicas y geotécnicas del terreno que será afectado por la excavación. La estabilidad de un talud está determinada por:

- Factores geométricos, como la altura, longitud e inclinación del talud.
- Factores geológicos, como deslizamientos o fallas.
- Factores hidrogeológicos, como la posición del nivel freático.
- Factores geotécnicos, relacionados con el comportamiento mecánico del terreno.

La combinación de dichos factores puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies y también si es cinemáticamente posible el movimiento de un volumen de masa de suelo o roca. Se puede dividir a estos factores en dos grupos: factores condicionantes y factores desencadenantes.

Los factores condicionantes de la estabilidad de los taludes o factores pasivos son aquellos factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos que son intrínsecos a los materiales naturales. Los principales factores pasivos son los siguientes:

- Estratigrafía y litología.
- Estructura geológica y discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico de los materiales.
- Propiedades físicas, resistentes y esfuerzos.
- Tensiones naturales y estado esfuerzo-deformación.
- Cargas dinámicas.

Los factores desencadenantes o activos provocan la rotura una vez que se cumplen ciertas condiciones. Son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus características y propiedades y las condiciones de equilibrio del talud. Estos factores son los siguientes:

- Sobrecargas estáticas.
- Cargas dinámicas.
- Cambios en las condiciones hidrogeológicas.

- Factores climáticos.
- Variaciones en la geometría.
- Reducción de parámetros resistentes.

El conocimiento de estos factores permitirá realizar un correcto análisis de las características del talud, de su estabilidad y, de ser necesario, del diseño de las medidas que se deberán adoptar para estabilizar los movimientos.

2.9.1. Estratigrafía y litología.

La estabilidad de un material está directamente relacionado con la naturaleza de éste, es decir, sus propiedades físicas y resistentes junto con la presencia de agua rigen su comportamiento esfuerzo-deformación. Cuando se tienen diferentes litologías se presentan distintos grados de susceptibilidad potencial ante la ocurrencia de deslizamientos o roturas.

La existencia de capas o estratos de diferente competencia en los macizos rocosos implica un diferente grado de fracturación en los materiales; esto complica la caracterización y el análisis del comportamiento del talud.

En los suelos lo que genera inestabilidad son las diferencias en el grado de compactación, de cementación o granulometría; ya que forman zonas de debilidad y de circulación de agua.

2.9.2. Estructura geológica y discontinuidades.

La combinación de la estructura geológica de un talud, junto con su altura, inclinación y orientación definen los problemas de estabilidad que se puedan presentar.

La estructura del macizo queda definida por la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades, que separan bloques de matriz rocosa que se mantienen unidos entre sí por las características y propiedades resistentes de las discontinuidades. La presencia de discontinuidades implica un comportamiento anisótropo del macizo y unos planos preferenciales de rotura.

2.9.3. Condiciones hidrogeológicas.

La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas que tienden a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva.
- La presión ejercida sobre grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.

- Aumento del peso del material por saturación.
- Erosión interna por flujo subsuperficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

Los aspectos más importantes que deben conocerse para evaluar la magnitud y la distribución de las presiones intersticiales en el talud y los efectos del agua son:

- Comportamiento hidrogeológico de los materiales.
- Presencia de niveles freáticos y piezométricos.
- Flujo de agua en el talud.
- Coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica, gradiente hidráulico, transmisividad y coeficiente de almacenamiento.

Las presiones intersticiales que actúan en el interior de un talud pueden medirse directamente con piezómetros, que proporcionan el valor de la presión que ejerce el agua en un punto en el interior de un sondeo.

2.9.4. Tensiones naturales.

Al realizar una excavación se liberan las tensiones naturales y se puede generar una descompresión que hace que el material se transforme y fragmente por las zonas más débiles y pase a comportarse como un suelo. El estado tensional de un talud depende de su configuración geométrica y del estado de tensiones del macizo rocoso previo a la excavación. En la **Figura 2.21** se observa un ejemplo de la distribución de los esfuerzos litostáticos después de realizar una excavación.

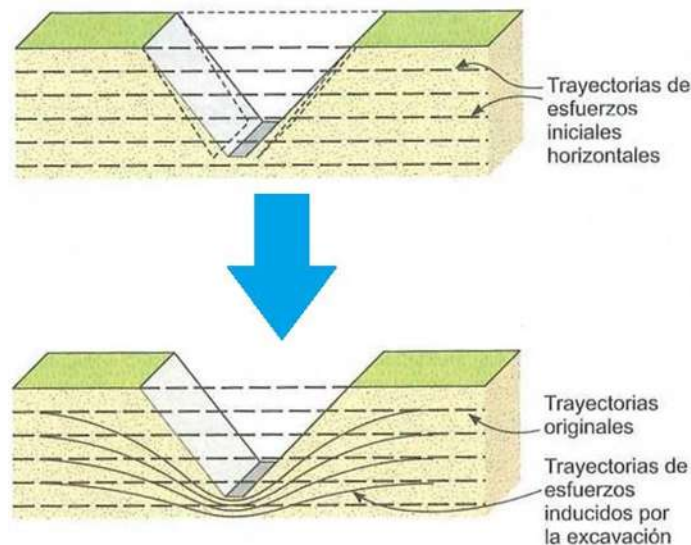


Figura 2.21. Modificación de las trayectorias de los esfuerzos horizontales a consecuencia de una excavación (González Vallejo et al., 2002).

Las discontinuidades y las zonas con estructuras compresivas pueden convertirse en zonas de debilidad por la aparición de tensiones distensivas o traccionales. El efecto de relajación que produce la excavación puede crear un nuevo estado de equilibrio y esto puede dar lugar a desplazamientos en el macizo rocoso, generándose grietas o aperturas de los planos de discontinuidad. Este reajuste es función también del tipo, estructura y resistencia del macizo, y disminuye con el tiempo.

El estado tenso-deformacional de un macizo rocoso debe ser considerado en los análisis de estabilidad si afecta su comportamiento y propiedades resistentes, sobre todo en excavaciones profundas (mayores a 50 metros).

2.9.5. Cargas estáticas y dinámicas.

Las sobrecargas estáticas y las cargas dinámicas que se ejercen sobre los taludes modifican la distribución de las fuerzas y pueden generar condiciones de inestabilidad.

Sobrecargas estáticas pueden ser el peso de estructuras o edificios, u otro tipo de cargas como rellenos, escombreras, paso de vehículos pesados, etc., que, cuando se ejercen sobre la cabecera de los taludes, aporta una carga adicional que puede contribuir al aumento de las fuerzas desestabilizadoras. En la **Figura 2.22** se observa las sobrecargas estáticas que generan los edificios sobre el talud en la colina de Santa Fe ubicada en la delegación Cuajimalpa de la ciudad de México.



Figura 2.22. Sobrecarga estática sobre talud (Rosas, 2015)

Las cargas dinámicas se deben principalmente a los movimientos sísmicos y a las vibraciones producidas por voladuras cercanas al talud y el principal efecto en los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades preexistentes, reduciendo su resistencia al corte, y la individualización y caída de bloques rocosos.

2.9.6. Modelos de análisis de estabilidad.

La modelación matemática de los taludes es parte de la ingeniería geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes artificiales.

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo del análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable y el margen de inestabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar como ocurre la falla).
- Determinar la susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (sismos, nivel de aguas freáticas, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

Dentro de las metodologías disponibles para el análisis de estabilidad de taludes, se encuentran los métodos de límite de equilibrio, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caídos de roca y flujos, entre otros.

Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación al detalle, de las condiciones de estabilidad en la mayoría de los casos de evaluación de estabilidad de taludes.

Sin embargo, los métodos de equilibrio límite son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como las fallas de inclinación y las fallas en cuña.

Los parámetros utilizados en el método de equilibrio límite son: Topografía del talud, estratigrafía, ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, niveles freáticos y cargas externas.

Las ventajas que tiene éste método sobre los otros, es que existe una gran cantidad de paquetes de software, se obtiene un número de factor de seguridad, analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones; se puede hacer análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos y condiciones de nivel de agua. Las desventajas son que genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de inestabilidad, el resultado difiere de acuerdo con el método que se utilice y no incluye análisis de las deformaciones (Suárez, 2009).

2.9.6.1. Método de equilibrio límite.

Un análisis de equilibrio límite permite obtener un factor de seguridad o también obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla, mediante un análisis regresivo.

Una vez que se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poro, y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

La mayoría de los métodos de equilibrio límite tienen en común la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales de los métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma como actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla.

El método de equilibrio límite, para análisis de movimientos de taludes, supone que en el caso de una falla las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius (1936). Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados. Los métodos de Bishop (1955) y Janbú (1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de éstos posee un cierto grado de precisión, como se muestra en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8. Métodos de equilibrio límite.

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Fellenius (1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop Simplificado (1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas entre dovelas varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

2.9.6.2. Factor de seguridad

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento par el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del mtarial en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla, para la cual se utiliza la ecuación (2.15):

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \quad (2.15)$$

En las superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes se utiliza la ecuación (2.16):

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}} \quad (2.16)$$

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad (Suárez, 2009).

2.9.6.3. Superficie de falla

El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud; sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente. En los métodos de límite de equilibrio el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla.

Generalmente, se asume un gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina “superficie crítica de falla”. Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis (Suárez, 2009).

3.METODOLOGÍA

La metodología es un medio indispensable para orientar una serie de herramientas teórico-prácticas para la solución de problemas mediante el método científico más apropiado.

Para alcanzar los objetivos de este trabajo se debe de establecer una metodología que ayude a realizar procedimientos ordenados y específicos para desarrollar el estudio adecuadamente.

A continuación se muestra un ejemplo de una metodología propuesta para realizar trabajos en campo, previos al análisis de la estabilidad de un talud que esté conformado principalmente por roca, además de los procedimientos, equipo y precauciones necesarias para realizar las pruebas correctamente en laboratorio.

El trabajo de investigación se va a dividir en tres partes principales:

1. Trabajo preliminar de campo, material superficial: localización de la zona de estudio, los trabajos realizados antes de los sondeos geotécnicos, muestreo de rocas en afloramientos superficiales de macizos rocosos, pruebas de laboratorio a dichas muestras, conforme a lo descrito en el capítulo 3.2., y resultados obtenidos.
2. Sondeos geotécnicos: localización de los sondeos, estratigrafía, pruebas de laboratorio, resultados y modelación en software, descritos en el capítulo 4 de este trabajo.
3. Estado actual: Situación actual del corte mediante modelación en software.

3.1. ESTUDIOS PREVIOS

En un proyecto en el cual se tienen grandes cortes en taludes es muy importante realizar estudios preliminares en la zona de estudio, con el objeto de conocer las características generales del terreno.

En estos estudios es importante conocer las particularidades de los deslizamientos existentes o antiguos que se han generado, como: accesos existentes al lugar, posibles afloramientos de rocas, verificación de topografía, así como posibles riesgos que pudieran afectar la seguridad del proyecto, entre otros. Enseguida se mencionan estos estudios detalladamente.

Revisión de información en gabinete.

Para hacer un buen trabajo de campo se debe de buscar información geológica-geotécnica existente sobre la zona en estudio. Se deben de utilizar todas las

herramientas disponibles tales como bibliografías, informes técnicos, publicaciones, mapas geológicos, fotografías aéreas o imágenes satelitales que actualmente se obtienen fácilmente a través de programas especializados como Google Maps, Google Earth, NASA World Wind, Microsoft MapPoint, entre otros.

Lo interesante de este tipo de software especializado es que muestran una imagen actualizada del lugar o en su defecto también del pasado, lo que permitirán delimitar la zona en estudio, ver rasgos anteriores y los actuales, además conocer coordenadas y altitudes casi exactas de los lugares de estudio.

Asimismo con los programas también se pueden revisar mapas o cartas geográficas y topográficas que ofrece el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) para conocer los datos de la superficie en estudio. Con esta información se podrá obtener una síntesis geológica y topografía básica, lo que servirá de apoyo para los estudios posteriores.

Reconocimiento de campo.

Una vez observadas las características del terreno en gabinete, se procede a realizar un reconocimiento de campo para corroborar que los datos sean los mismos.

Los objetivos de la visita de campo es observar si existe alguna anomalía topográfica como, tipo de deslizamiento nuevo o antiguo en la zona, si existen construcciones cercanas al lugar que no se mostraban en los mapas, levantamiento de afloramientos de roca cercanos, ubicar el trazo del camino proyectado, así como el lugar donde se realizarán los cortes y la ubicación de los puntos donde se realizarán los estudios geotécnicos, etc.

Algunos rasgos importantes a tomar en cuenta al momento de buscar deslizamientos se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Rasgos característicos que indican la posibilidad de deslizamiento (Mendoza et al, 2006).

Rasgos característicos	Interpretación
Salientes, hendiduras y agrietamientos en la parte alta (corona) de una ladera	Son causados por deslizamientos previos o son signo de deslizamientos futuros
Taludes con una superficie empinada o irregular	Atestiguan los remanentes de depósitos de un deslizamiento ocurrido en el pasado; éstos tienen un potencial alto para convertirse en un flujo o avalancha
Depresiones en cualquier zona de una ladera	Generalmente están cubiertas por acumulaciones de suelos colectando agua superficial. En la corona de una ladera, las depresiones dibujan el contorno de una posible escarpa de falla.
Taludes con filtraciones de agua	Éstas pueden estar influenciadas por agua proveniente del interior de la ladera, incluso resultado de fenómenos tales como tubificación y erosión interna
Taludes con bloques rocosos o muchos cantos rodados	Ante pendientes fuertes y con echados favorables, tienen un alto potencial para generar caídos de roca

Presencia o ausencia de vegetación	Los cambios bruscos de vegetación pueden estar asociados a la presencia o ausencia de agua en la ladera, la que influye en las propiedades mecánicas del terreno; o bien, una discontinuidad tal como una grieta o falla que favorezca un inestabilidad.
La inclinación de árboles o cercas (en el sentido del movimiento) ubicadas en el cuerpo de una ladera	Indican un movimiento pendiente debajo de un espesor de materiales propensos a la falla; usualmente estos movimientos son lentos.
Agrietamientos en banquetas, muros y pisos de zonas urbanas desarrolladas en cañadas o montañas	Indican el movimiento y la posibilidad de falla de una ladera, la cual puede ser acelerada por las fugas en los sistemas de drenaje y de abastecimiento de agua

3.1.1. Material superficial.

3.1.1.1. Localización de la zona de estudio.

Es importante conocer la localización de nuestra zona de estudio así como su geología, para conocer la correcta ubicación y saber que materiales se encuentran en esa zona.

La ciudad de Morelia se encuentra dentro del estado de Michoacán; tiene una extensión de 1,308 km² y se ubica en el antiguo valle de Guayangareo, tiene una extensión de 25 km de oriente a poniente y de 15 km d norte a sur. Morelia está ubicada en los 19° 42' latitud Norte y los 101° 11' de longitud Oeste, con una altura de 1941 msnm. (Arreygue et al., 2002). En la **Figura 3.1** se muestra con un punto rojo la localización de Morelia dentro del estado de Michoacán.

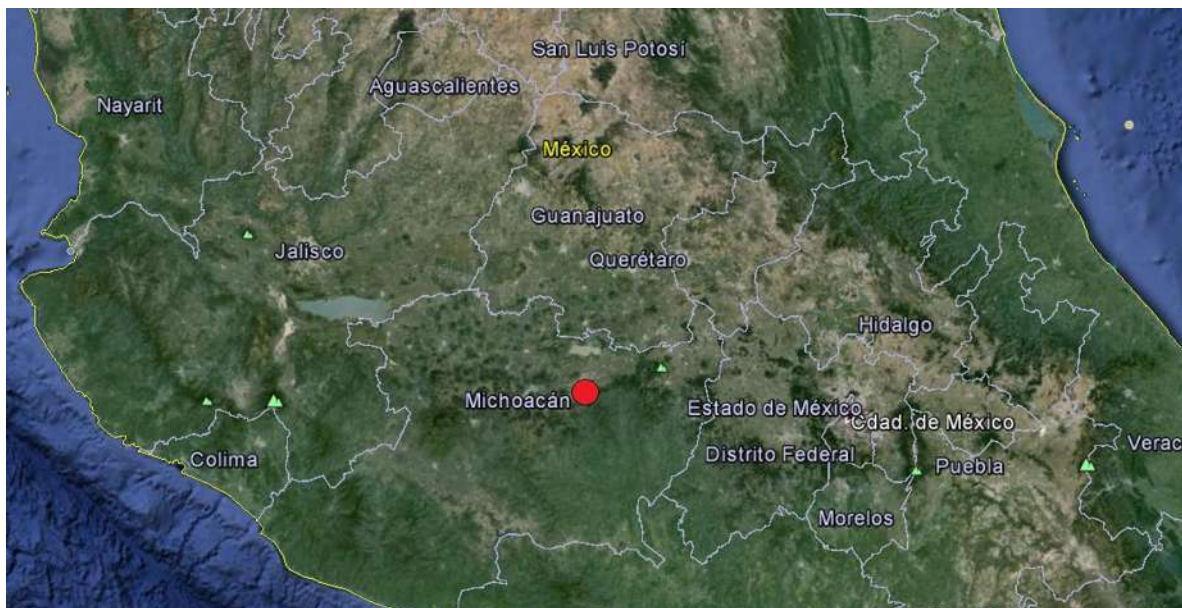


Figura 3.1. Localización de Morelia dentro del estado de Michoacán.

La zona en estudio se localiza dentro de la ciudad de Morelia, en la cañada del Río Chiquito, se ubica geográficamente a una altura promedio de 2068 m.s.n.m., en las coordenadas $19^{\circ}40'28.57''$ de latitud norte y $101^{\circ}09'14.90''$ de longitud oeste aproximadamente. En la Figura 3.2 se muestra la ubicación de la zona de estudio, encerrada en un cuadro rojo, dentro de la ciudad de Morelia, el mapa es la carta topográfica número E14A23 de INEGI.

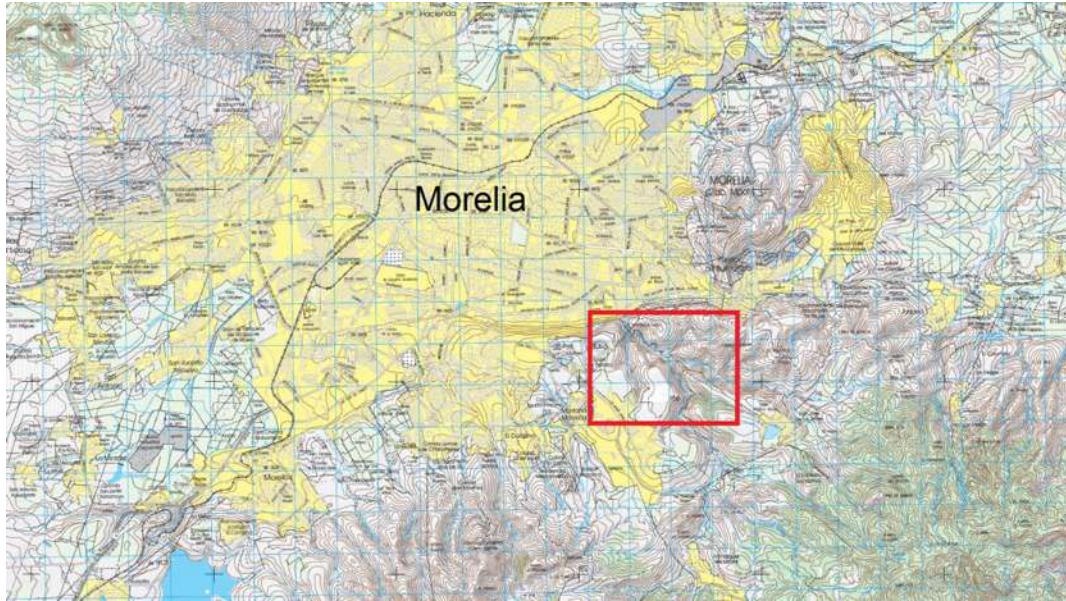


Figura 3.2. Localización de la zona de estudio

En la **Figura 3.3** se muestra el área donde se realizará el corte. se recorrió esta zona para encontrar los diferentes afloramientos de roca y así obtener muestras para su estudio; y en la **Figura 3.4** se muestra el talud en el que posteriormente se realizará el corte.



Figura 3.3. Ubicación del corte dentro de la zona de estudio.



Figura 3.4. Talud de estudio.

3.1.1.2. Geología de la Región.

La ciudad de Morelia se encuentra rodeada por los volcanes de Atécuaro y Punhuato de edad Mioceno-Plioceno y los volcanes Quinceo-Las Tetillas y El Águila de edad Cuaternaria. Estos últimos forman parte del Cinturón Volcánico Mexicano (CVM).

De acuerdo con la Geología Local, en la región de Morelia, se conoce que las rocas más antiguas del lugar son las Andesitas, originadas por la actividad volcánica de la época geológica del Terciario Superior.

Morelia se caracteriza por presentar suelos residuales (Qre) ubicados en las mesetas; depósitos fluviales (Qfl) rellenando los cauces de los arroyos; depósitos aluviales (Qal), lavas, brechas y aglomerados volcánicos de origen andesítico (Tvb), y tobas e ignimbritas riolíticas (Ttr ó Ta).

En algunas zonas las riolitas, y andesitas, generalmente son cubiertas por basaltos y en otras, al oriente y sureste de la ciudad, se tienen brechas volcánicas cubierta por las riolitas y andesitas, y forman la masa de las montañas; pero los valles, donde se encuentra la mayor parte de la ciudad, que originalmente fueron cuencas lacustres, han sido llenados por materiales de origen fluvial y lacustre, tales como arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos, debido a la presencia del río grande y chiquito, que atraviesan la ciudad.

Lo anterior indica que de acuerdo a las características topográficas y geológicas de la zona, se presenta una gran heterogeneidad de los depósitos de suelos y rocas, los cuales tienen también, una variabilidad importante en cuanto a sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

De acuerdo a la carta geológica-minera Morelia E14-1 del Servicio Geológico Mexicano 1998, los materiales encontrados dentro de nuestra zona de estudio son Tobas Riolíticas (TmTR) y materiales Lacustres, como arcillas, gravas, arenas, limos, brechas, etc; parte de dicha carta se encuentra en la Figura 3.5.

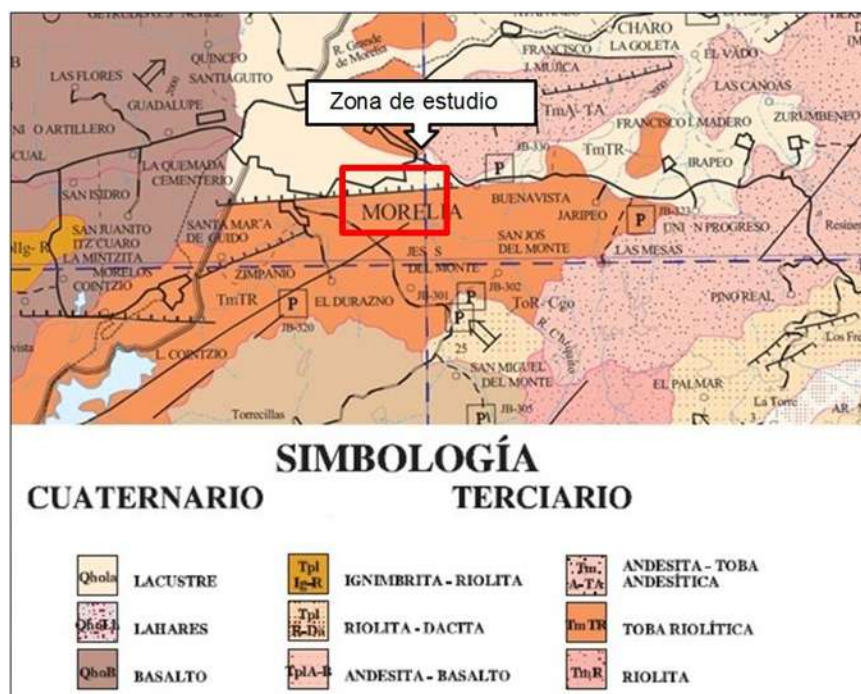


Figura 3.5. Carta geológica-minera de Morelia. (Servicio Geológico Mexicano 1998).

En la zona de estudio se observan estructuras alineadas, asociándose a un sistema regional de fallas con dirección preferencial E-W y NE-SW. Las secuencias más antiguas se conforman por lavas fracturadas de composición andesítica correspondientes con el vulcanismo de edad Oligoceno-Mioceno. Estas rocas se encuentran cubiertas por brechas volcánicas, tobas vitrolíticas color gris tenue e ignimbritas de composición vítrea hacia las cimas de los cerros, como es el caso de los cerros Coronilla Chica y Coronilla Grande ubicados al sureste del sitio donde se realizarán los cortes, muy próximos a los mismos.

La zona de estudio se encuentra enmarcada por una secuencia de rocas volcánicas extrusivas de composición básica a intermedia con edades que van del Terciario hasta el Cuaternario representadas por andesitas, brechas volcánicas, tobas vitrolíticas e ignimbritas las cuales se encuentran intercaladas de forma irregular y/o pseudo estratificadas, cubiertas de materiales aluviales en las partes bajas y de suelos residuales en las laderas y partes altas. Estas rocas se aprecian poco intemperizadas y muestran erosión diferencial y fracturamiento incipiente.

3.1.1.3. Afloramientos de macizos rocosos.

Antes de la realización de los sondeos geotécnicos se realizaron varias visitas de campo para obtener muestras de roca de los afloramientos de los macizos rocosos encontrados en el talud. Algunas imágenes estos afloramientos se muestran en la Figura 3.6.





Figura 3.6. Afloramientos de Macizos rocosos en el talud.

Se recogieron varias muestras de cada uno de los afloramientos de los macizos rocosos para su posterior análisis en el laboratorio, intentando que las muestras usadas fueran las menos intemperizadas y de buen tamaño.

3.1.2. Sondeos Geotécnicos.

Para conseguir información real en campo sobre los materiales por los que está compuesto el terreno se pueden realizar varios estudios como son los estudios geofísicos o los sondeos geotécnicos, ambos abordados en el capítulo 2.8 de este trabajo.

Los métodos geofísicos más usados son el método eléctrico y el sísmico, mientras que en los sondeos geotécnicos el más usado es el sondeo rotatorio.

La decisión del número de sondeos a realizar y la profundidad de los mismos es una de las cuestiones más críticas en la planificación de las investigaciones in situ, y depende de varios factores.

Los sondeos deberían alcanzar el nivel del sustrato más profundo que pudiera verse afectado por cualquier acción de la estructura sobre el terreno; su número depende de los objetivos y alcance de las investigaciones, así como de la representatividad de la zona investigada por cada sondeo (González Vallejo et al., 2002).

Una vez obtenidos los testigos de los sondeos geotécnicos, se procede a llevarlos a laboratorio para su posterior estudio.

3.1.2.1. Ubicación.

En la zona de estudio se realizaron 2 sondeos geotécnicos para extraer los materiales de esta zona y posteriormente se realizaron las pruebas de laboratorio

necesarias para determinar la estabilidad del talud del proyecto. Las fotografías de los sondeos se encuentran en el Anexo A de este trabajo.

Los sondeos geotécnicos fueron efectuados con una máquina tipo Winkie, la cual se muestra en la **Figura 3.7**. Ésta máquina utiliza tubo testigo tipo BQ, el cual extrae núcleos de 36.5 mm.



Figura 3.7. Máquina tipo Winkie utilizada para los sondeos geotécnicos.

Este trabajo se basa en los 2 sondeos geotécnicos realizados, la profundidad de los sondeos va de 60 metros para ambos sondeos del Corte.

De ahora en adelante en este trabajo se identificarán los sondeos de la siguiente manera:

- El sondeo 1 como S1.
- El sondeo 2 como S2.

En cuanto a la ubicación geográfica de los sondeos geotécnicos, a continuación se mencionan las coordenadas en donde se perforaron y el cadenamamiento al que pertenecen en el proyecto, la ubicación se aprecia en la Figura 3.8:

- El S1 se encuentra en el cadenamamiento 2+120 en las coordenadas 19°40'17.86"N y 101°08'54.78"O.
- El S2 se encuentra en el cadenamamiento 2+280 en las coordenadas 19°40'15.82"N y 101°08'49.68"O.

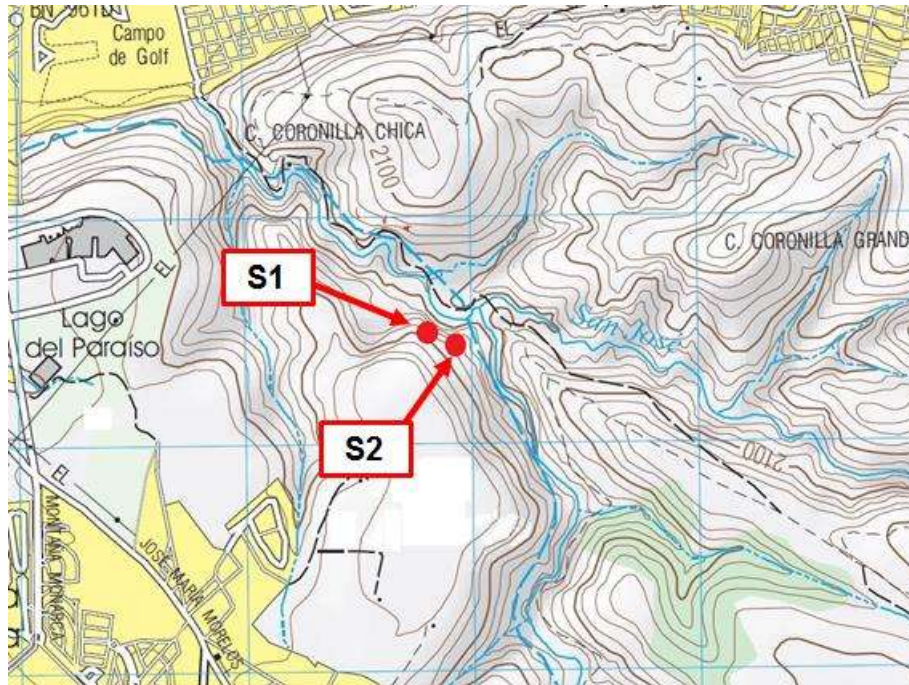


Figura 3.8. Ubicación de sondeos.

Los núcleos obtenidos de los sondeos fueron extraídos y acomodados cuidadosamente en cajas, determinando en campo el porcentaje de recuperación de los tubos de testigos (cada tramo de 1.5 m).

Una vez teniendo estos datos y las cajas con los testigos en el laboratorio se procedió a realizar las pruebas descritas en el apartado 3.2.1 de este trabajo.

3.1.2.2. Estratigrafía.

De acuerdo a lo observado en los testigos, las columnas estratigráficas de los sondeos se muestran en la Figura 3.9. La abreviación “AN” se refiere a una roca Andesita y “BR-AN” a una Brecha Andesítica.

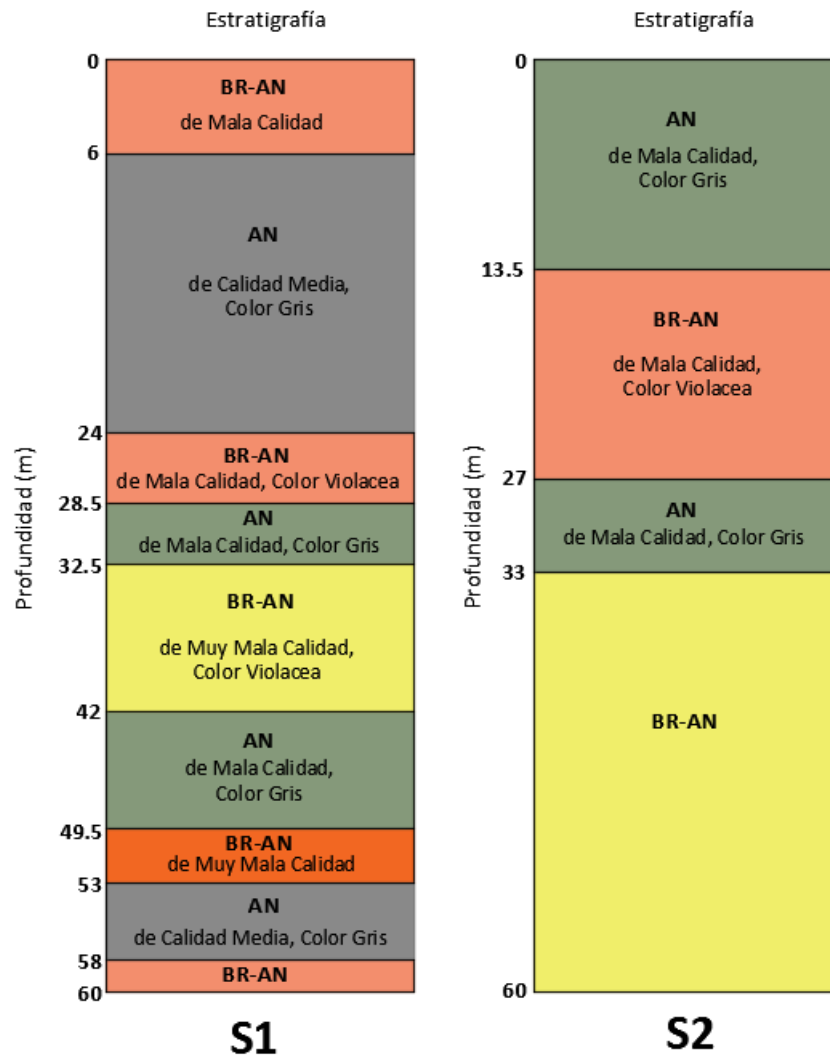


Figura 3.9. Estratigrafía de los sondeos.

En la estratigrafía mostrada en la Figura 3.9 se observa que los estratos de andesita se van intercalando con los de brecha andesítica, pero cada una de las calidades de los estratos varía con respecto a las otras; esta diferencia se hace más notable con los resultados de las pruebas de laboratorio descritas en los siguientes capítulos.

3.1.3. Estado actual.

Además de usar la información recabada mediante los sondeos geotécnicos, también se tiene la oportunidad de seguir estudiando el corte al poder observar la cara del talud, hacer nuevas modelaciones y comparar los distintos resultados.

En la Figura 3.10 se muestra una fotografía del corte en donde se aprecian sus dimensiones. Debido a que el corte tiene una longitud de 280 m, fue necesario tomar varias fotografías y unir las en una sola para que fuera posible apreciar la totalidad de su extensión, dicha fotografía se encuentra en el Anexo F.



Figura 3.10. Estado actual del corte.

Una de las principales características observadas en el corte y que pueden afectar directamente a la estabilidad del talud, es un estrato de arcilla de aproximadamente 0.5 m de espesor ubicado a 20 m de altura de donde estaría la vialidad. En la Figura 3.11 se muestra una fotografía del estrato de arcilla dentro del talud de corte; este estrato se encuentra a lo largo de la longitud del corte.



Figura 3.11. Estrato de Arcilla en talud de corte.

Además del estrato de arcilla, también se tomarán en cuenta la orientación de las discontinuidades principales de los taludes del corte, para realizar un estudio de estabilidad más preciso. Dentro del corte se tienen 3 taludes con diferente orientación, en la Figura 3.12 se muestra cada uno:

- Talud 1 (T1): Abarca del kilómetro 2+060 al 2+160, con una longitud de 100 m.
- Talud 2 (T2): Abarca del kilómetro 2+160 al 2+340, con una longitud de 180 m.
- Talud 3 (T3): Abarca del kilómetro 2+160 al 2+340, con una longitud de 180 m.



Figura 3.12. Ubicación de los diferentes taludes dentro del corte.

Para cada uno de los taludes se tomaron los datos de su orientación, así como de las discontinuidades importantes dentro de cada uno, los cuales se muestran en la Tabla 3.2, siendo los primeros valores de cada columna, buzamiento y rumbo, los pertenecientes al talud y los demás valores a las discontinuidades principales.

Tabla 3.2. Orientación de taludes y discontinuidades.

T1		T2		T3	
Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo
75	35	75	5	70	195
66	291	66	192	84	120
50	205	78	296	72	134
52	336	88	225	70	105
28	159	38	188	85	105
72	146	50	162	80	100
82	200	60	228	75	95
60	261	66	112	80	98
		42	170	88	75
		78	274	82	64
		42	290	80	58
		40	184		

3.2. PRUEBAS DE LABORATORIO

3.2.1. Pruebas de Laboratorio

3.2.1.1. Ensayo de densidad.

El objetivo de esta prueba es calcular la densidad y la densidad relativa de muestras de roca, para lo cual nos basaremos en la norma ASTM C127-04 “Método de prueba estándar para densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción de agregado grueso” para el cálculo de la densidad y en el manual M-MMP-1-05-03 inciso I, de la SCT, para el cálculo de la densidad relativa.

La densidad, S_d , está definida como la relación que existe entre la masa y el volumen de una sustancia y se puede expresar en g/cm³, mientras que la densidad relativa del material seco y superficialmente seco, S_s , es un número abstracto que representa la relación entre la masa volumétrica de la fase sólida del material a la temperatura del lugar y la masa volumétrica del agua destilada a 4° C, ambas a la presión barométrica del lugar. Para esto se emplea un

picnómetro (cilindro metálico de 163 mm de diámetro y 370 mm de altura, con un sifón colocado a 250 mm de su base) este se muestra en la Figura 3.13.



Figura 3.13. Picnómetro.

El cálculo se hace mediante las siguientes expresiones, para la densidad se usa la ecuación (3.1) y para la densidad relativa la ecuación (3.2):

$$S_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (3.1)$$

dónde:

S_d = Densidad de la muestra, (g/cm³).

W_s = Masa de la muestra secada al horno, (g).

V_m = Volumen de agua desalojado por la muestra, (cm³).

$$S_s = \frac{W_s}{V_m - (W_1 - W_s)} \quad (3.2)$$

dónde:

S_s = Densidad relativa de sólidos del material, (adimensional)

W_s = Masa del material secado al horno, (g)

W_1 = Masa del material saturado y superficialmente seco (g)

V_m = Volumen total del material, (m³)

3.2.1.2. Ensayo de absorción

Para realizar esta prueba se toma como referencia la norma ASTM C127-04, la cual se determina a través de la medición del incremento de la masa del agregado, producida por la absorción de agua a través de los poros del material,

despreciando el agua adherida superficialmente. Se calcula mediante la ecuación (3.3):

$$\text{Absorción, \%} = \left[\frac{(B - A)}{A} \right] \times 100 \quad (3.3)$$

dónde:

A=Masa de la muestra secada al horno, g.

B=Masa de la muestra satura de superficie seca, g.

3.2.1.3. Ensayo de peso volumétrico.

El objetivo de esta prueba es calcular el peso volumétrico de la masa de una muestra de roca, donde se emplea el método de inmersión en mercurio, el cual se describe a continuación. Por definición el peso específico es igual a la masa entre el volumen, dando como resultado la ecuación (3.4):

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (3.4)$$

dónde:

γ_m = Peso específico de la muestra, g/cm³.

W_m = Masa de la muestra, g

V_m = Volumen de la muestra, cm³.

Para el cálculo del peso específico utilizaremos la ecuación (3.5):

$$\gamma_m = \frac{W_m}{W_{Hg} / \gamma_{Hg}} \quad (3.5)$$

dónde:

γ_m = Peso volumétrico de la muestra, g/cm³.

W_m = Masa de la muestra, g

W_{Hg} = Peso del mercurio desalojado, g.

γ_{Hg} = Peso específico del mercurio, 13.56 g/cm³.

3.2.1.4. Ensayo de durabilidad.

La durabilidad de una roca se puede definir como la resistencia que presenta ésta ante los procesos de alteración y desintegración cambiando la estructura del material. En rocas con altos contenidos de minerales arcillosos, la exposición al aire o la presencia de agua degrada la resistencia.

De acuerdo a la norma ASTM D 4644-04, el ensayo consiste en estudiar el proceso de sequedad-humedad-desmoronamiento de las rocas. Este método se utiliza para estimar la durabilidad de las rocas débiles en el entorno, asignándole valores cuantitativos de acuerdo al sistema de clasificación Franklin.

El aparato utilizado para la prueba consta de un motor montado en una placa base que hace girar de uno a cuatro tambores a una velocidad de 20 rpm. El tambor tiene forma cilíndrica con un diámetro de 140 mm y una longitud de 100 mm y está formado por una malla con abertura de 2 mm. Las placas que soportan los tambores son desmontables. El aparato a utilizar se observa en la **Figura 3.14**.

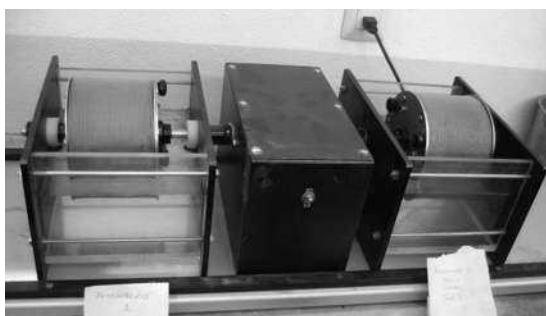


Figura 3.14. Máquina de Durabilidad.

En la prueba se utiliza solamente agua destilada ya que esta no contiene sales disueltas o impurezas que puedan afectar al material. La prueba consiste en someter los fragmentos de roca, a dos ciclos (como mínimo) de humedad-sequedad-desmoronamiento, montando el tambor en las tinas de acrílico, agregando el agua destilada dos centímetros por debajo del borde del tambor y dejando un espacio libre de 40 mm entre parte más baja y la parte inferior de la malla, como se observa en la **Figura 3.15**.

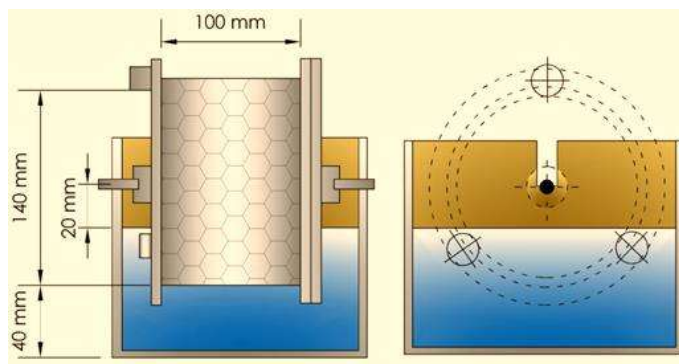


Figura 3.15. Esquema de máquina de durabilidad (Tosky, 2012)

El cálculo del índice de durabilidad de cada ciclo se hace de acuerdo a la ecuación (3.6):

$$ID \% = \left(\frac{\text{Peso después de cada ciclo}}{\text{Peso inicial}} \right) 100 \quad (3.6)$$

dónde:

$I_D(\%)$ = índice de durabilidad de la roca, en porcentaje.

Concluida la prueba se comparan los valores obtenidos en la **Tabla 3.3**, donde se indica la clasificación estándar en base a un valor propuesto por la ASTM D4644-04. Este valor indica el grado de degradación o intemperización de la roca analizada.

Tabla 3.3. Clasificación de la durabilidad ASTM D 4644-04.

Durabilidad	Porcentaje Retenido %	
	1er Ciclo	2do Ciclo
Muy alta	> 99	90 – 95
Alta	98 – 99	85 – 90
Media – Alta	95 – 98	75 – 80
Media	85 – 95	50 – 75
Baja	60 – 85	25 – 50
Muy Baja	< 60	< 30

3.2.1.5. RQD y recuperación.

El índice RQD (Rock Quality Designation) representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado, como se muestra a continuación en la ecuación (3.7):

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100 \quad (3.7)$$

Sin embargo, la “British Standard” (BS 5930:1981) y la “International Society for Rock Mechanics (ISRM ,1981) recomiendan que el RQD debe basarse en una medición axial a lo largo del centro del testigo en lugar de longitud sólida del testigo, como se muestra en la **Figura 3.16** (Clayton et al., 1995)

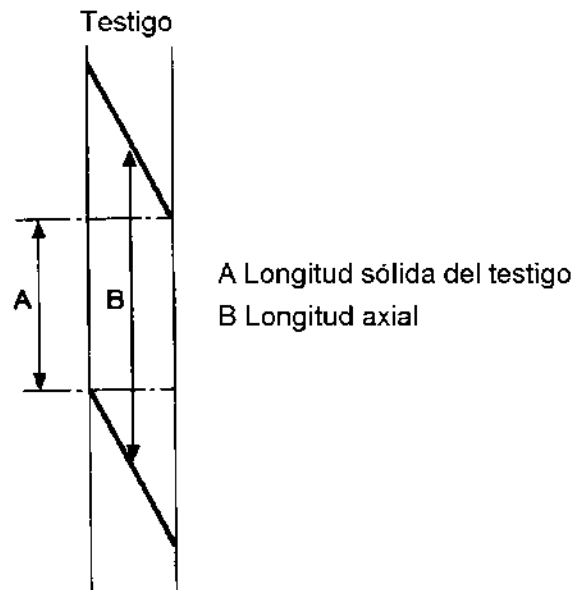


Figura 3.16. Medición de longitudes relacionadas a discontinuidades inclinadas (Clayton et al., 1995).

Para la estimación del RQD se consideran sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante. En la **Tabla 3.4** se describe la calidad de la roca en función de este índice:

Tabla 3.4. Calidad de la roca en función del RQD.

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Media
75 – 90	Buena
90 – 100	Muy buena

3.2.1.6. Ángulo de rozamiento (Tilt Test)

El ensayo se llevó a cabo en base a lo indicado por Gonzales de Vallejo (et al, 2002), y se realiza con el fin de obtener dos parámetros, el ángulo de rozamiento de la discontinuidad natural ϕ , y el ángulo de fricción básico, ϕ_b , del mismo material sano y sin rugosidad alguna.

Para determinar el ángulo de rozamiento de la discontinuidad natural, ϕ , se realiza un ensayo para bloques de roca con discontinuidad:

- Se toman dos fragmentos de roca delimitados por una superficie de discontinuidad.
- Los dos bloques se superponen en el aparato, quedando la discontinuidad entre ellos.
- Estos se van inclinando al subir lentamente la plancha, hasta que comienza a deslizarse uno sobre otro.
- Al momento de iniciar el desplazamiento, inmediatamente se mide el ángulo del plano de la discontinuidad con respecto de la horizontal (α).
- Este ángulo, α se define como el ángulo de rozamiento de la discontinuidad estudiada.
- α está relacionado con el esfuerzo de corte (τ) y el esfuerzo normal (σ_n) como se muestra en la ecuación (3.8):

$$\alpha = \arctg\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) = \phi \quad (3.8)$$

A partir de α puede obtenerse el valor del parámetro JRC, para el criterio de rotura de Barton y Choubey y estimar su resistencia al corte, de acuerdo a la formula (3.10), mostrado en el apartado 3.2.7. de este trabajo.

Para determinar el ángulo de fricción básico ϕ_b , de testigos cilíndricos, se realiza el siguiente ensayo:

- Se toman tres testigos del sondeo, se colocan en forma de pirámide, dos abajo y uno arriba y se inclinan hasta que el testigo superior se desliza sobre los otros dos (colocados abajo), al iniciar el desplazamiento del tercer cilindro, se toma el valor del ángulo α , este valor se define como el ángulo de rozamiento básico de las discontinuidades lisas ϕ_b .
- Con este parámetro y la resistencia obtenida con el esclerómetro, se obtiene el ángulo residual, ϕ_r , de acuerdo con la ecuación (3.9):

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (3.9)$$

dónde:

R = lectura obtenida con el esclerómetro en una superficie de material sano.

r = lectura obtenida con el esclerómetro en una superficie de la junta intemperizada.

ϕ_b = Ángulo de fricción básico.

ϕ_r = Ángulo residual.

Ambos ensayos están representados en la **Figura 3.17**.

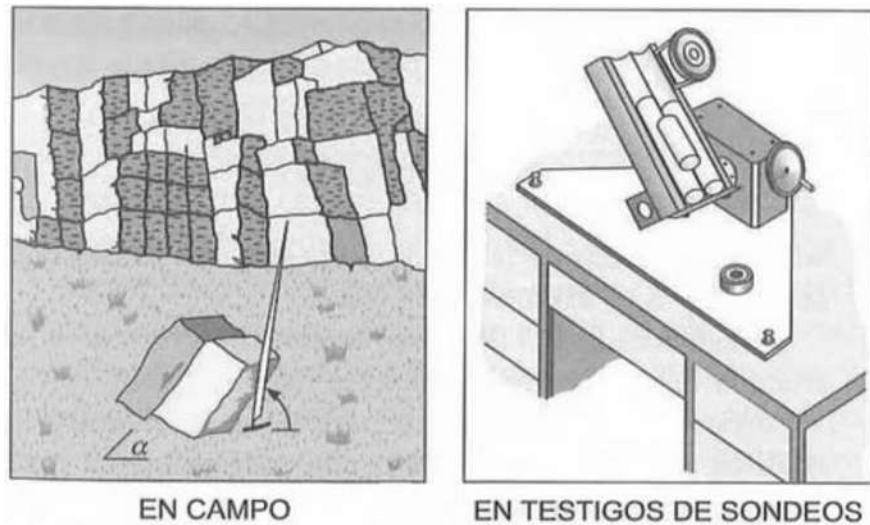


Figura 3.17. Ensayo de Tilt Test (Barton,1981).

3.2.1.7. Coeficiente de Rugosidad de la Junta (JRC)

El Coeficiente de Rugosidad de la Junta (JRC) depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad y su valor varía de 1 a 20 como se muestra en la **Figura 2.15**. Se obtiene de dos formas:

- Mediante el peine de Barton (**Figura 3.18**), y la comparación con perfiles tipo de rugosidad de 10 cm de longitud, propuestos por Barton y Choubey, Figura 2.15.
- Mediante la ecuación (3.10):

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \quad (3.10)$$

dónde:

JRC Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad.

α Ángulo de rozamiento, determinado mediante el ensayo Tilt test.

ϕ_r Ángulo de rozamiento residual.

JCS Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad.

σ_n Esfuerzo normal sobre la discontinuidad.



Figura 3.18. Peine de Barton.

3.2.1.8. Ensayo de carga puntual.

Muestras de ensayo

El número de muestras a ensayar depende de acuerdo a su forma, en núcleos o bloques se analizan al menos 10 ejemplares. Cuando sean de forma irregular serán al menos 20 especímenes. Las muestras en forma de núcleo son las más recomendadas para una clasificación más precisa.

Dimensiones

Las dimensiones exteriores del espécimen no deben ser menores a 30 mm y no más de 85 mm, siendo las dimensiones recomendadas de 50 mm.

Tamaño y forma

Para núcleos, bloques o muestras de forma irregular, deberán cumplir con las recomendaciones de la **Figura 3.19**, correspondientes a la norma ASTM D 5731-05. No se requiere preparación de las muestras.

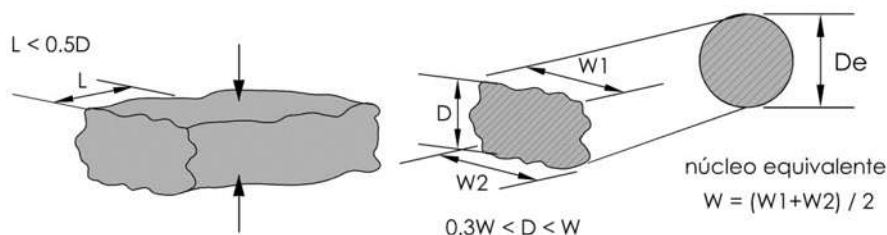


Figura 3.19. Determinación de las dimensiones de los fragmentos. (ASTM D 5731-05)

Para muestras irregulares

Antes de introducir el espécimen en las puntas cónicas, se debe corroborar que la relación D/W, esté entre los valores de 1/3 y 1, de preferencia de 1, y la distancia L debe ser al menos 0.5W. Enseguida se coloca el espécimen sobre las puntas cónicas, haciendo contacto con la dimensión más pequeña de la roca, alejado de los bordes y las esquinas.

Registramos el ancho más pequeño del espécimen W, perpendicular a la dirección de la carga aplicada, en caso que los lados no sean paralelos, se calcula el ancho W, como el promedio de la parte superior e inferior $((W_1+W_2)/2)$. Este ancho W, se utiliza en el cálculo del índice de resistencia de la carga puntual con independencia del modo real de la falla.

Enseguida se incrementa la carga, siendo constante y de forma lenta hasta producir la falla en un lapso de 10 a 60 segundos, registrando la carga de rotura P (distancia entre puntas). Se elimina la prueba en caso de que la superficie de falla pase por un solo punto.

Para rocas anisotrópicas

En el caso de muestras que presenten alguna anisotropía, se deben probar los especímenes en una dirección tal que generen los mayores y menores esfuerzos de cargas posibles.

Los resultados más fuertes de la prueba se obtienen cuando el eje del núcleo es perpendicular a los planos de debilidad, por lo que el eje del núcleo y la normal a la dirección de menos resistencia preferentemente no excederán de 30°.

Si la penetración de la prueba ocurre en la cercanía de los conos, la dimensión D que va a ser empleada para el cálculo de la fuerza de carga puntual será el valor D medido al instante de la falla, este valor será menor al registrado antes de la prueba.

Cálculo

Una vez realizada la prueba y haber registrado toda la información necesaria de los especímenes, se procede a calcular el índice de resistencia de carga puntual mediante la ecuación (3.11):

$$I_s = \frac{P}{De^2} \quad (3.11)$$

dónde:

P = carga de falla, Newtons.

De = diámetro del núcleo, para núcleos con forma circular = D

De² = D para núcleos, mm².

De² = 4A/π, para bloques y terrones ó muestras irregulares, mm².

- $A = WD$ = superficie mínima de la sección transversal de un plano que pasa por los puntos de contacto de los conos.

Factor de corrección por tamaño

Este se aplica a bloques y muestras irregulares de roca, para aproximar el índice de carga puntual I_s , a un $I_{s(50)}$, que corresponde a un núcleo diametral de 50 mm. Esto se logra mediante la ecuación (3.12):

$$I_{s(50)} = F * I_s \quad (3.12)$$

El factor de corrección por tamaño F , se obtiene con la ecuación (3.13):

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45} \quad (3.13)$$

Para muestras cerca del tamaño de 50 mm e irregulares, es con la ecuación (3.14):

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.5} \quad (3.14)$$

Cálculo del valor medio

Se calculará suprimiendo los dos valores más altos y los dos más bajos, de diez o más pruebas realizadas, calculando la media a partir de los valores restantes. Si se probaron menos muestras, los valores máximo y mínimo son suprimidos, a partir de los que quedan, la media es calculada.

Para rocas anisotrópicas, se calcula a partir de la relación entre los dos índices promedio de carga puntual $I_{s(50)}$, medidos en las dos direcciones: paralelo y normal de los planos de debilidad, con la ecuación (3.15).

$$I_A = \frac{I_{s(50)\text{normal}}}{I_{s(50)\text{paralelo}}} \quad (3.15)$$

Cálculo de la fuerza a compresión uniaxial

Para obtener la fuerza a compresión uniaxial se utiliza la ecuación (3.16):

$$\delta_{uc} = C * I_{s(50)} \quad (3.16)$$

dónde:

δ_{uc} = fuerza de compresión uniaxial.

C = factor obtenido de la **Tabla 3.5**, en base al tamaño del espécimen, D , en mm.

$I_{s(50)}$ = índice de carga puntual corregido.

En caso de tener un espécimen con un valor con un 20 % inferior a la media, este deberá ser examinado por defectos.

Tabla 3.5. Valor del coeficiente "C" de acuerdo a la norma ASTM D5731-05

Tamaño o abertura del espécimen (mm)	Valor de "C"
20	17.50
30	19.00
40	21.00
50	23.00
54	24.00
60	24.50

3.2.1.9. Ensayo de compresión simple.

Para este ensayo se toma como referencia la normativa M-MMP-2-02-004/04 de la SCT, resistencia a la compresión del Cemento Portland en especímenes cúbicos de mortero.

Esta prueba permitirá determinar la resistencia a la compresión simple, no confinada (q_u), de especímenes cúbicos labrados de roca así como también su cohesión (c), mediante la ecuación (3.17):

$$c = \frac{q_u}{2} \quad (kg/cm^2) \quad (3.17)$$

Este cálculo se basa en el criterio de Mohr-Coulomb, explicado en el capítulo 2.7.3.1. de este trabajo. En donde se supone el esfuerzo principal menor y el ángulo de fricción interna del material con valor de cero, como se muestra en la Figura 3.20:

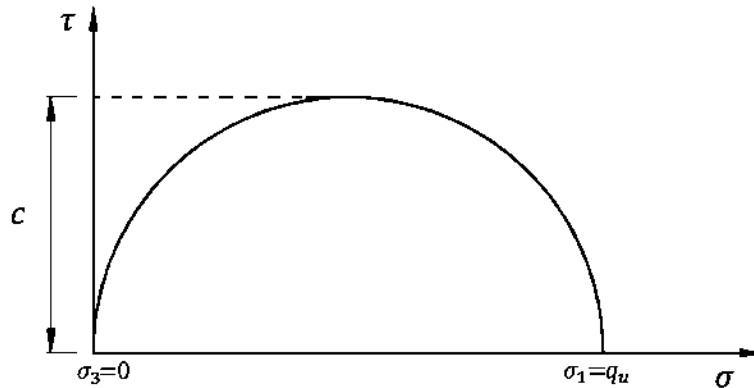


Figura 3.20. Cálculo de la cohesión mediante el círculo de Mohr.

La relación alto-ancho de la muestra debe ser lo suficientemente grande para evitar interferencias en los planos potenciales de falla a 45° y lo suficientemente corta para evitar que actúe como columna, por lo que se recomienda una relación comprendida de alto/ancho entre 2 y 3.

Los especímenes se labrarán con medidas aproximadas de 5x5x10 cm y se verificará que no presenten defectos visibles como fisuras o despostilladuras sufridas al momento de ser labrados.

Para realizar la prueba se prepara la prensa hidráulica con dos placas lisas, colocando previamente una cama de arena de aproximadamente de 2 cm de espesor sobre la placa inferior así como sobre la parte superior de la muestra, esto para evitar un impacto directo. El proceso de carga debe ser sin interrupción a una velocidad constante. Para el cálculo de la resistencia se utiliza la ecuación ((3.18):

$$R = \frac{P_{m\acute{a}x}}{A} \quad (3.18)$$

Dónde:

- R = Resistencia a la compresión simple (kg/cm^2)
- $P_{m\acute{a}x}$ = Carga máxima del espécimen, en kg.
- A = Área de la sección transversal del cubo, en cm^2 .

3.2.2. Resultados de material superficial.

Una vez encontrados los afloramientos, se procedió a tomar varias muestras de cada uno de ellos para realizarles varias pruebas en el laboratorio siguiendo lo

mencionado en el capítulo 3.2.1 de este trabajo, por lo que los resultados para cada uno de los afloramientos se muestran en la Tabla 3.6:

Tabla 3.6. Resultados de las pruebas de laboratorio para los afloramientos.

No. Muestra	Altura m.s.n.m	Material	S _d (g/cm ³)	S _s (adim)	Absorción (%)	γ (Ton/m ³)	Durabilidad	I _s (50) Mpa	σ _{ic} (Mpa)
1	1997	Brecha	1.81	2.58	16.30	1.67	Alta	2.63	54.94
2	2013	Andesita	2.24	2.44	3.62	2.28	Muy Alta	5.90	125.36
3	2018	Andesita	2.29	2.49	3.45	2.32	Muy Alta	2.06	39.25
4	2022	Andesita	2.29	2.49	3.45	2.32	Muy Alta	2.06	39.25
5	2022	Andesita	2.65	2.71	0.84	2.65	Alta	2.11	41.28
6	2074	Brecha	1.64	2.57	22.07	1.68	Media-Alta	2.68	54.04
7	2090	Andesita	2.23	2.47	4.34	2.18	Muy Alta	5.79	123.35
8	2102	Brecha	1.95	2.32	8.12	1.80	Muy Alta	5.20	113.55

A continuación se muestran las gráficas de los resultados del laboratorio de los materiales superficiales.

En la figura Figura 3.21 se grafica la densidad en g/cm³ y la absorción en porcentaje; los valores de densidad van de 1.64 a 1.95 g/cm³ para las brechas y 2.23 a 2.65 g/cm³ para las andesitas; mientras que la absorción tiene valores de 8.12 a 22.07% para las brechas y 2.65 a 4.34% para las andesitas.

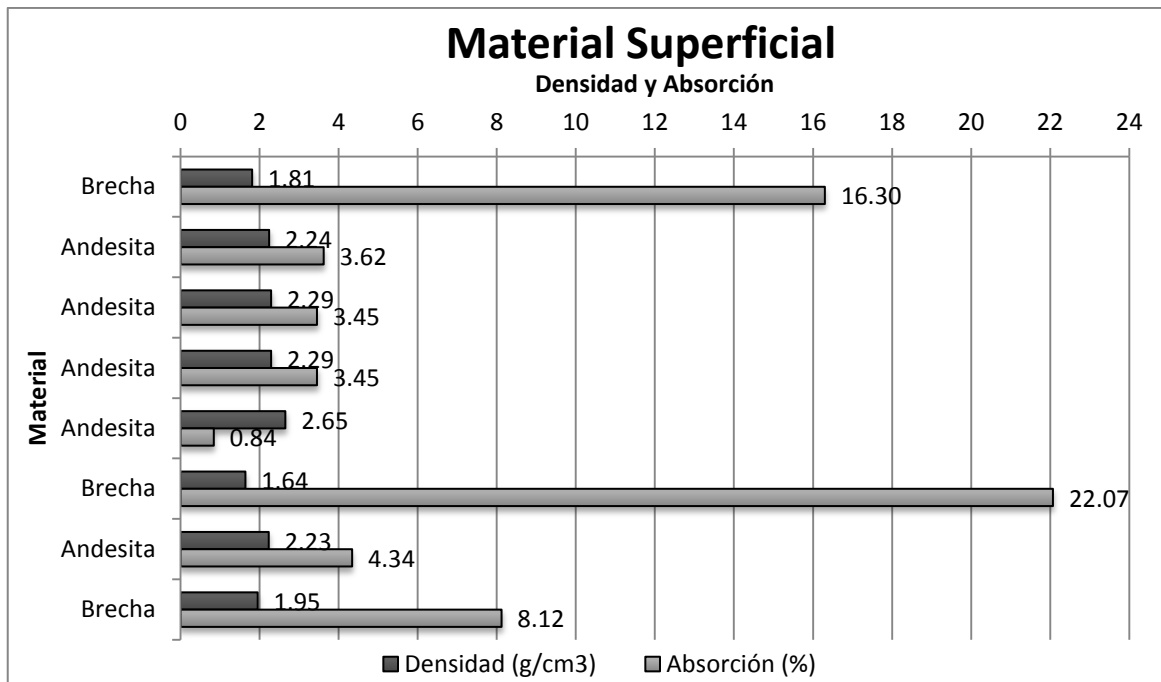


Figura 3.21. Gráfica de Densidad y Absorción de los materiales superficiales.

En la figura Figura 3.22 se grafica el peso volumétrico en g/cm^3 ; los valores van de 1.67 a 1.80 g/cm^3 para las brechas y 2.18 a 2.65 g/cm^3 para las andesitas.

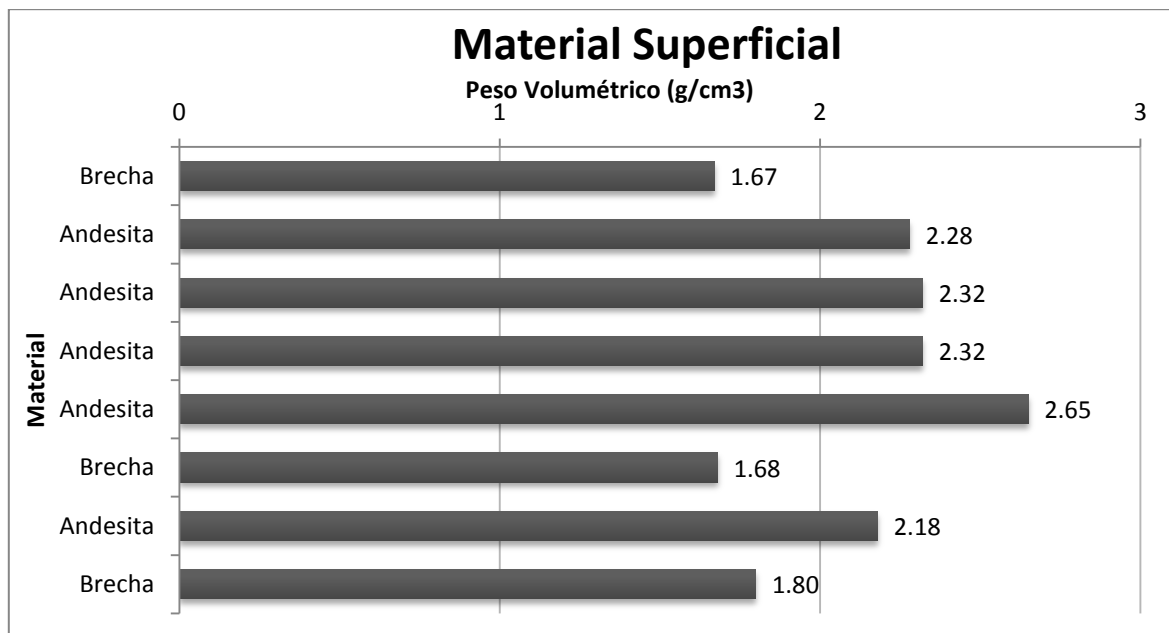


Figura 3.22. Gráfica de Peso volumétrico de los materiales superficiales.

En la Figura 3.23 se grafica la resistencia a la compresión en MPa; los valores van de 54.04 a 113.55 MPa para las brechas y 39.25 a 280.46 MPa para las andesitas.

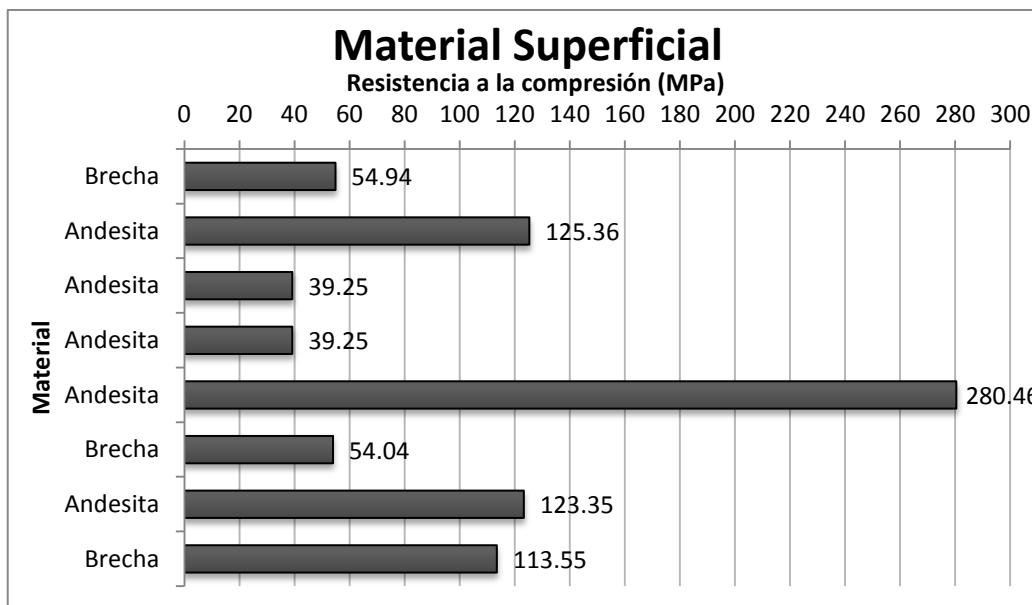


Figura 3.23. Grafica de Resistencia a la compresión de los materiales superficiales.

3.2.3. Resultados de sondeos geotécnicos.

A las muestras obtenidas de los sondeos geotécnicos se les realizarán las siguientes pruebas para conocer sus propiedades físicas y así realizar modelaciones en software lo más cercanas a la realidad posibles.

Las pruebas deben de apegarse a la normatividad correspondiente y seguir los procesos que ésta indique para que los resultados sean fidedignos.

3.2.3.1. Ensayo de densidad y absorción.

Los ensayos de densidad (S_d) y densidad relativa (S_s) se llevaron a cabo como lo indica el apartado 3.2.1.1 de este trabajo y el ensayo de absorción se llevó a cabo de acuerdo al apartado 3.2.1.2. Para estos ensayos se escogió una muestra por cada 1.5 m de profundidad de cada uno de los sondeos geotécnicos. Siendo en total 42 muestras del S1 y 40 del S2.

Los cálculos para determinar las densidades y absorciones así como todos los resultados se encuentran en el Anexo B, a continuación se muestran en la Tabla 3.7 solamente las densidades y absorciones por estrato.

Tabla 3.7. Densidad y absorción de los sondeos por estrato.

S1					S2				
Estrato	Profundidad (m)	S_d (g/cm ³)	S_s (adim)	Absorción (%)	Estrato	Profundidad (m)	S_d (g/cm ³)	S_s (adim)	Absorción (%)

BR-AN	0 - 6	2.05	2.45	7.92	AN	0 - 13.5	2.60	2.75	2.18
AN	6 - 24	2.56	2.70	2.05	BR-AN	13.5 - 27	1.88	2.52	14.25
BR-AN	24 - 28.5	1.98	2.53	10.96	AN	27 - 33	2.53	2.72	3.04
AN	28.5 - 32.5	2.55	2.68	1.91	BR-AN	33 - 60	2.09	2.57	9.05
BR-AN	32.5 - 42	1.82	2.58	16.37					
AN	42 - 49.5	2.33	2.70	5.83					
BR-AN	49.5 - 53	1.63	2.53	21.87					
AN	53 - 58	2.36	2.55	3.57					
BR-AN	58 - 60	1.97	2.48	10.58					

En la Figura 3.24 se muestra el promedio de densidad y absorción de cada uno de los estratos del S1, en donde se observa que los valores de densidad de los estratos de brecha andesítica son menores que los de andesitas, teniendo valores de 1.63 a 2.05 g/cm³ para brechas andesíticas en comparación con las andesitas que van de 2.33 a 2.56 g/cm³. Por otro lado la absorción es mayor en los estratos de brecha andesítica, 7.92 a 21.87%, que en los de andesitas, 1.91 a 5.83%.

En la Figura 3.25 se encuentran los valores promedio de densidad y absorción por estrato del S2; se observa el mismo comportamiento que en valores del S1: los valores de densidad de brecha andesítica son menores, 1.88 y 2.09 g/cm³ que los de las andesitas, 2.53 y 2.60 g/cm³, y los valores de absorción son mayores para las brechas andesíticas 9.05 y 14.25%, que para las andesitas, 2.18 y 3.04%

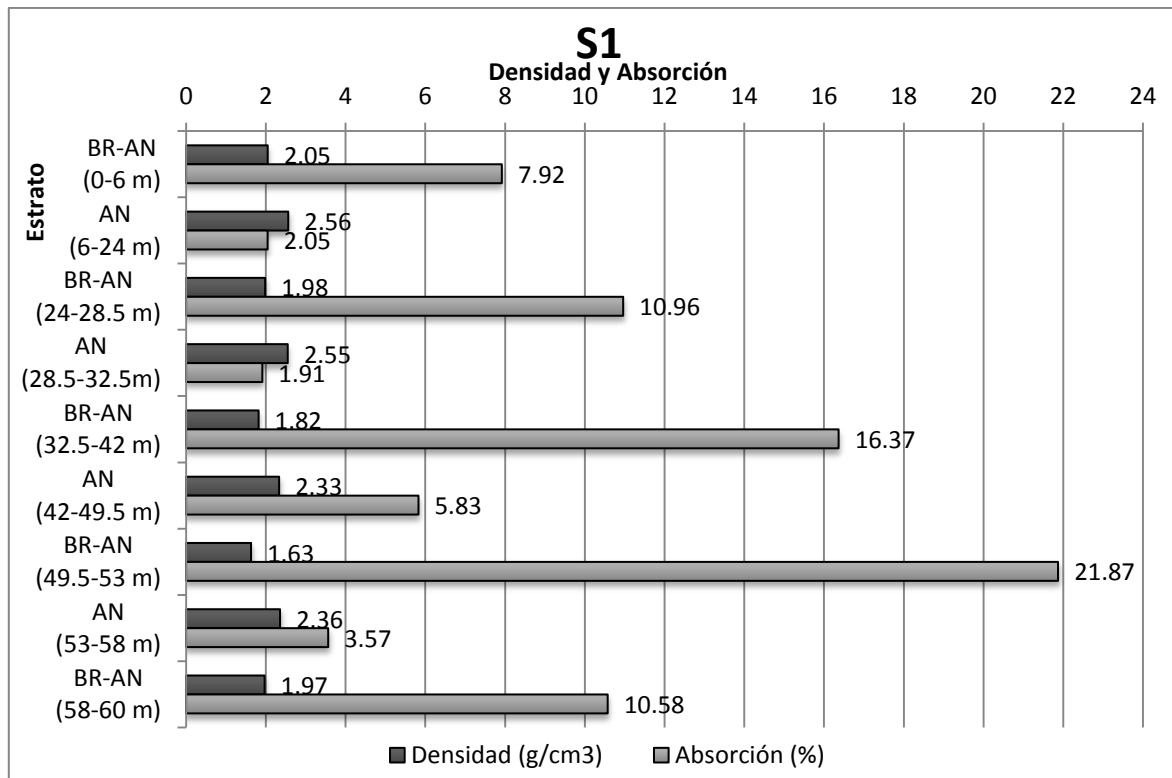


Figura 3.24. Gráfica de densidad y absorción del S1.

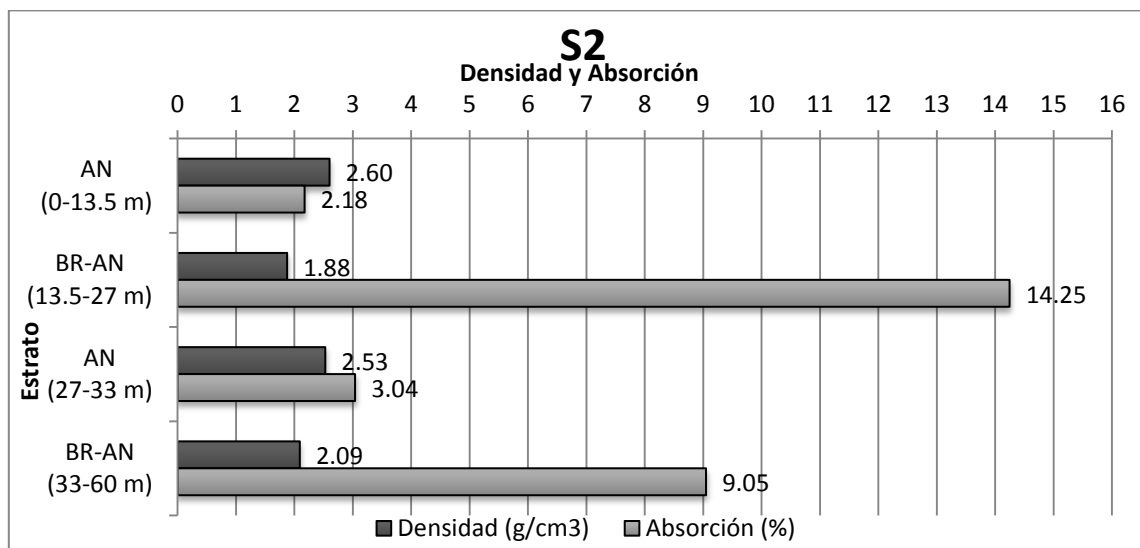


Figura 3.25. Gráfica de densidad y absorción del S2.

Una vez hecho la prueba y observado los resultados se comprende la relación que existe entre la densidad y la absorción: a mayor densidad del material menor es el porcentaje de absorción.

3.2.3.2. Ensayo de peso volumétrico.

El ensayo para el cálculo del peso volumétrico de las muestras se llevó a cabo como lo indica el apartado 3.2.1.3 de este trabajo. En la Tabla 3.8 se muestra el promedio de los valores de peso volumétrico (en g/cm^3) por cada uno de los estratos, todos los valores y cálculos detallados se encuentran en el Anexo C.

Tabla 3.8. Peso Volumétrico de los sondeos por estrato.

S1			S2		
Estrato	Profundidad (m)	γ (g/cm^3)	Estrato	Profundidad (m)	γ (g/cm^3)
BR-AN	0 - 6	2.07	AN	0 - 13.5	2.53
AN	6 - 24	2.64	BR-AN	13.5 - 27	1.92
BR-AN	24 - 28.5	2.09	AN	27 - 33	2.11
AN	28.5 - 32.5	2.40	BR-AN	33 - 60	2.04
BR-AN	32.5 - 42	2.02			
AN	42 - 49.5	2.14			
BR-AN	49.5 - 53	1.89			
AN	53 - 58	2.33			
BR-AN	58 - 60	2.11			

En la Figura 3.26 se muestra el peso volumétrico de cada uno de los estratos del sondeo 1, en donde los valores de brecha andesítica, 1.89 a 2.11 g/cm^3 , son menores a los de los estratos de andesita, 2.14 a 2.64 g/cm^3 . Lo mismo sucede en la Figura 3.27, en donde los valores de peso volumétrico de cada uno de los estratos del sondeo 2 son menores para las brechas andesíticas, 1.92 y 2.04 g/cm^3 , que los de las andesitas, 2.11 y 2.53 g/cm^3 .

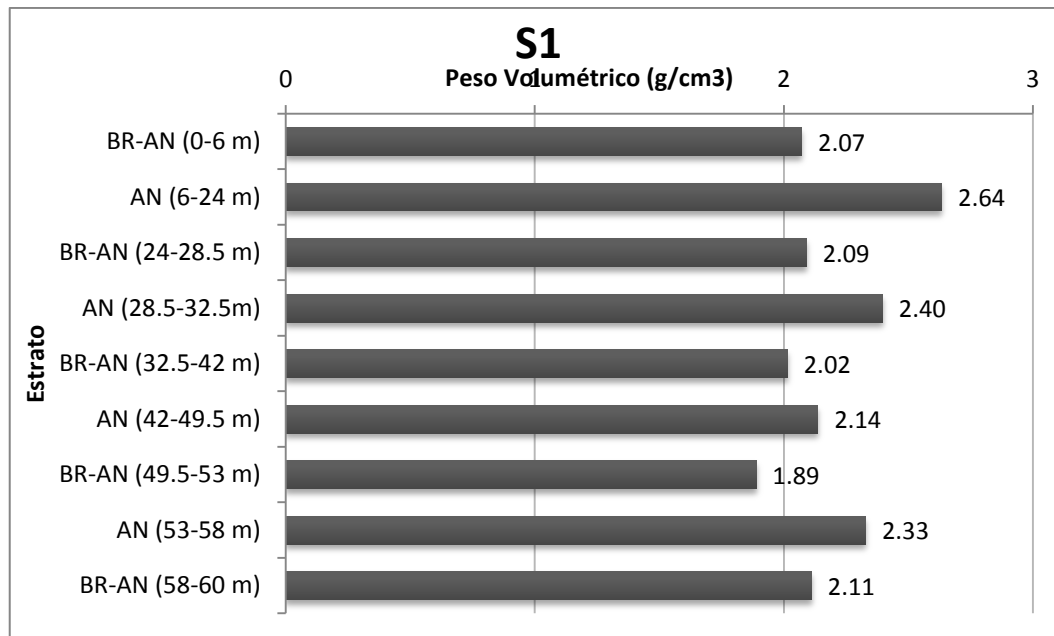


Figura 3.26. Gráfica de peso volumétrico de acuerdo al estrato en el S1.

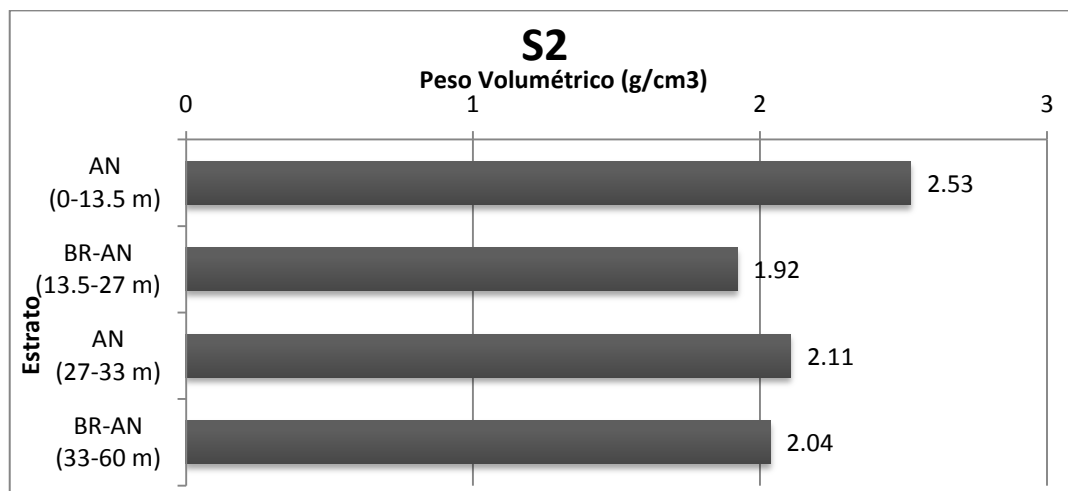


Figura 3.27. Gráfica de peso volumétrico de acuerdo al estrato en el S2.

3.2.3.3. Ensayo de durabilidad.

Para conocer la durabilidad de los testigos, se siguió el procedimiento indicado en el apartado 3.2.1.4 de éste trabajo. Se tomaron varias muestras aleatorias y se les realizó la prueba de durabilidad. Los resultados de los sondeos se observan en la Tabla 3.9, los cuales nos indican que las rocas obtenidas del S1 tienen una

durabilidad de media-alga a muy alta, mientras que las del S2 tienen una durabilidad de alta a muy alta.

Tabla 3.9. Durabilidad de las muestras de los sondeos.

DURABILIDAD									
S1									
Muestra	Caja	Profundidad (m)	W_{inicial} (g)	W₁ (g)	I_{D1} (%)	Durabilidad 1er Ciclo	W₂ (g)	I_{D2} (%)	Durabilidad 2° Ciclo
18 y 19	6 y 7	25.50-28.50	431.2	422.2	97.91	Media-alta	415.5	96.36	Alta
29 y 30	10	42.00-45.00	475.4	471.2	99.12	Muy alta	467.1	98.25	Muy alta
35 y 36	12	49.50-52.50	451.3	423	93.73	Media	412	91.29	Media- alta
37-39	12 y 13	52.50-57.00	426.8	422.3	98.95	Alta	419.5	98.29	Muy alta
S2									
1-7	1-3	0.00-10.50	543.9	539.7	99.23	Muy alta	538	98.92	Muy alta
12 y 13	4 y 5	16.50-19.50	502.3	496.5	98.85	Alta	494.6	98.47	Muy alta
25-35	9-12	36.00-51.00	452.9	443.4	97.9	Media-alta	439.5	97.04	Alta
37-40	12 y 13	52.50-58.50	494.4	491.2	99.35	Muy alta	490.4	99.19	Muy alta

3.2.3.4. RQD y recuperación.

El RQD fue calculado en laboratorio siguiendo el procedimiento indicado en el apartado 3.2.1.5 de este trabajo y el porcentaje de recuperación de los testigos fue obtenido en campo al momento de extraer los testigos de la perforación. Todos los valores de los porcentajes de RQD y recuperación a cada 1.50 m de profundidad se encuentran en el Anexo D.

En la Tabla 3.10 se muestra solamente el promedio de los valores de RQD y recuperación de acuerdo al estrato en que se encuentran.

Tabla 3.10. Valores de RQD y Recuperación por estrato de los sondeos.

S1				S2			
Estrato	Profundidad (m)	RQD (%)	Recuperación (%)	Estrato	Profundidad (m)	RQD (%)	Recuperación (%)
BR-AN	0 - 6	40.50	82.50	AN	0 - 13.5	12.67	74.59
AN	6 - 24	45.94	96.56	BR-AN	13.5 - 27	39.00	83.67
BR-AN	24 - 28.5	62.22	100.00	AN	27 - 33	46.33	84.50
AN	28.5 - 32.5	41.78	94.89	BR-AN	33 - 60	17.26	60.70
BR-AN	32.5 - 42	53.33	93.00				
AN	42 - 49.5	43.67	86.30				

BR-AN	49.5 - 53	74.67	97.34
AN	53 - 58	55.83	97.00

Para apreciar mejor el comportamiento del RQD y la Recuperación en los testigos se presentarán en forma gráfica los resultados, en la Figura 3.28, en donde se observa que en el S1, a pesar de tener un buen porcentaje de recuperación, se tiene un porcentaje de RQD rondando entre 40.5 y 74.67%, mientras que en el S2 los valores de RQD fueron menores, de 12.67 a 46.33%

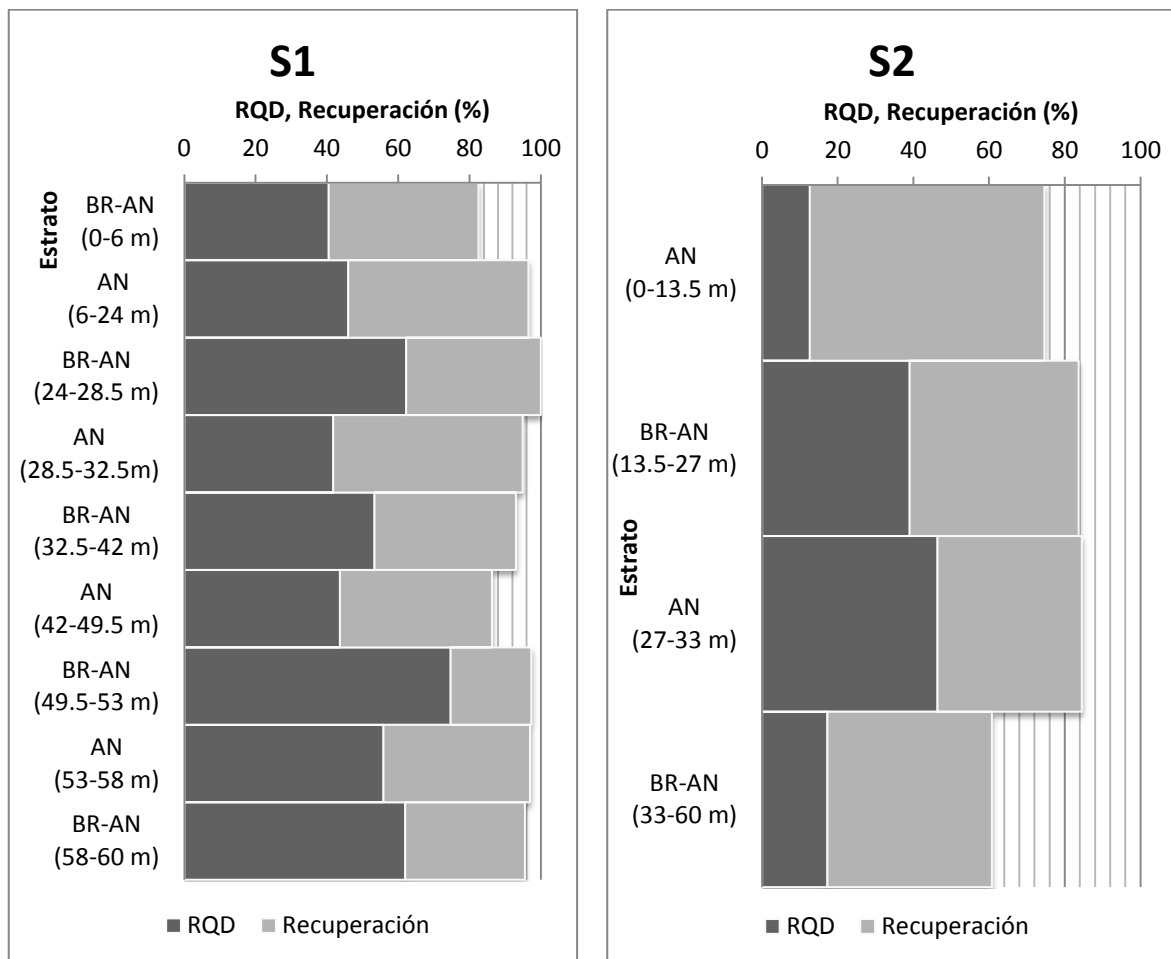


Figura 3.28. RQD y Recuperación del S1 y S2.

3.2.3.5. Ángulo de rozamiento (Tilt Test)

Para conocer el ángulo de fricción básico de los testigos, se siguió el procedimiento indicado en el apartado 3.2.1.6 de éste trabajo. En la Figura 3.29 se muestra el procedimiento utilizado para la obtención del ángulo.



Figura 3.29. Obtención del ángulo de fricción básico en testigos.

En el Anexo D se encuentran los valores de ángulo de rozamiento a cada 1.50 m de profundidad, a continuación solo se muestran los resultados por estrato en la Tabla 3.11, en la cual se observa que los valores para S1 del ángulo de fricción van del 33.6 a 43.8° para las andesitas y 42.5 a 46.7° para las brechas andeíticas; mientras que para el S2 los valores son de 40.8 y 43.6° para las brechas andesíticas y 41.4 y 41.8° para las andesitas.

Tabla 3.11. Valores de Ángulo de Fricción por estrato de los sondeos.

S1			S2		
Estrato	Profundidad (m)	ϕ_b (°)	Estrato	Profundidad (m)	ϕ_b (°)
BR-AN	0 - 6	45.1	AN	0 - 13.5	41.4
AN	6 - 24	43.8	BR-AN	13.5 - 27	43.6
BR-AN	24 - 28.5	46.7	AN	27 - 33	41.8
AN	28.5 - 32.5	43.4	BR-AN	33 - 60	40.8
BR-AN	32.5 - 42	46.2			
AN	42 - 49.5	33.6			
BR-AN	49.5 - 53	42.5			
AN	53 - 58	41.0			
BR-AN	58 - 60	42.5			

3.2.3.6. Coeficiente de Rugosidad de la Junta (JRC).

La obtención del coeficiente de rugosidad de las juntas de los testigos se llevó a cabo con un peine de Barton, como lo indica el apartado 3.2.1.7 de este trabajo.

Para la selección de muestras se tuvieron que escoger aquellos testigos que estuvieran separados por una discontinuidad y que tuvieran su diámetro completo para así sacar una buena lectura de la rugosidad.

En algunos casos se tienen varios testigos por cada 1.50 metros de profundidad, entonces se usó un promedio del JRC para así dar el valor de rugosidad a diferentes profundidades, de acuerdo a la Figura 2.15.

En la Tabla 3.12 se muestran los valores de JRC y Rugosidad de acuerdo al estrato. Se puede observar que en el S1 la rugosidad de los primeros dos estratos se clasifica como ligeramente rugosa, mientras que para los demás estratos se clasifica como rugosa; en cambio en el S2 la rugosidad de los dos estratos de andesita se clasifican como ondulada mientras que para las brechas andesíticas se clasifican como ligeramente rugosa en el estrato menos profundo y rugosa para el segundo.

Tabla 3.12. Valores de JRC y Rugosidad por estrato de los sondeos.

S1				S2			
Estrato	Profundidad (m)	Coef. JRC	Rugosidad	Estrato	Profundidad (m)	Coef. JRC	Rugosidad
BR-AN	0 - 6	8.5	Ligeramente Rugosa	AN	0 - 13.5	5.1	Ondulada
AN	6 - 24	8.3	Ligeramente Rugosa	BR-AN	13.5 - 27	8.0	Ligeramente Rugosa
BR-AN	24 - 28.5	15.7	Rugosa	AN	27 - 33	6.3	Ondulada
AN	28.5 - 32.5	13.0	Rugosa	BR-AN	33 - 60	12.6	Rugosa
BR-AN	32.5 - 42	15.7	Rugosa				
AN	42 - 49.5	12.0	Rugosa				
BR-AN	49.5 - 53	15.0	Rugosa				
AN	53 - 58	13.0	Rugosa				
BR-AN	58 - 60	----	----				

3.2.3.7. Ensayo de carga puntual.

El ensayo de carga puntual para el cálculo de la resistencia a la compresión uniaxial de las muestras se llevó a cabo como lo indica el apartado 3.2.1.7 de este trabajo. Para este ensayo se escogieron entre 1 y 3 muestras por cada 1.5 m de profundidad por cada uno de los sondeos geotécnicos. Siendo 120 muestras del S1 y 99 muestras del S2. En la Tabla 3.13 se muestra el promedio de los valores de la resistencia (en MPa) por estrato; todos los valores y cálculos detallados se encuentran en el Anexo E.

Tabla 3.13. Resultados de la resistencia a la compresión de los sondeos por estrato.

S1			S2		
Estrato	Profundidad (m)	σ_{ic} (MPa)	Estrato	Profundidad (m)	σ_{ic} (MPa)
BR-AN	0 - 6	91.97	AN	0 - 13.5	143.02
AN	6 - 24	127.93	BR-AN	13.5 - 27	40.41

BR-AN	24 - 28.5	63.67	AN	27 - 33	144.84
AN	28.5 - 32.5	174.51	BR-AN	33 - 60	61.20
BR-AN	32.5 - 42	24.56			
AN	42 - 49.5	49.00			
BR-AN	49.5 - 53	11.54			
AN	53 - 58	111.44			
BR-AN	58 - 60	67.87			

Los resultados de la resistencia a la compresión uniaxial de los testigos tomando en cuenta los estratos se muestran de forma gráfica en las siguientes figuras. En la Figura 3.30 se observa que los resultados son muy variables, pero lo que se puede notar es que los valores de la resistencia de la brecha andesítica son menores que los de las andesitas que se encuentran adyacentes a cada uno de los estratos; y en la Figura 3.31 los valores de resistencia de las brechas andesíticas es menor que el de las andesitas.

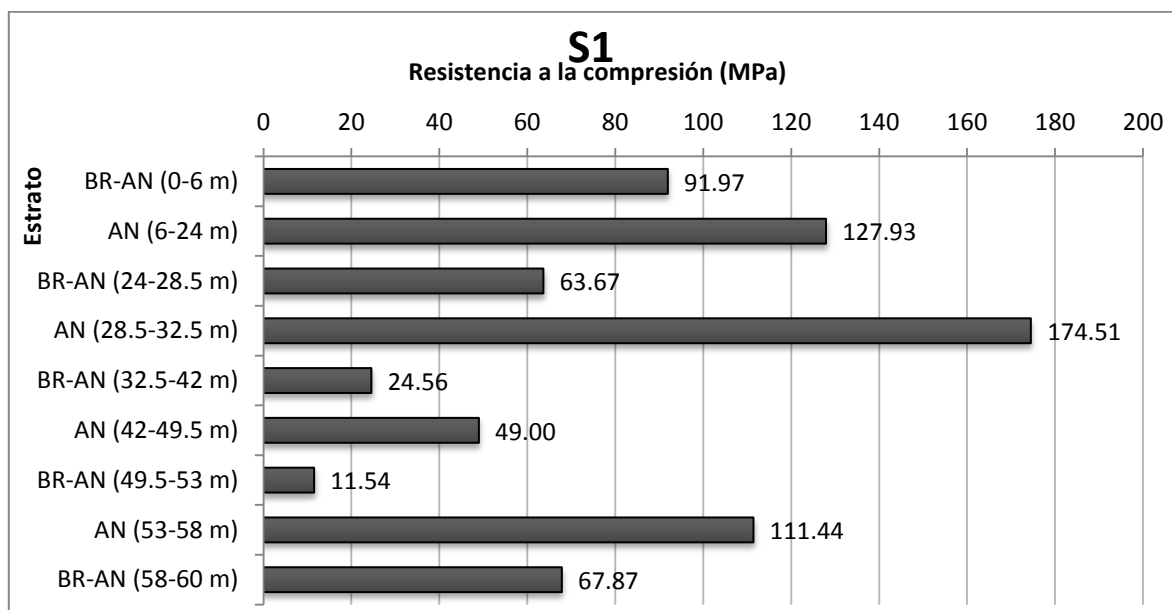


Figura 3.30. Gráfica de resistencia a la compresión simple de acuerdo al estrato en el S1.

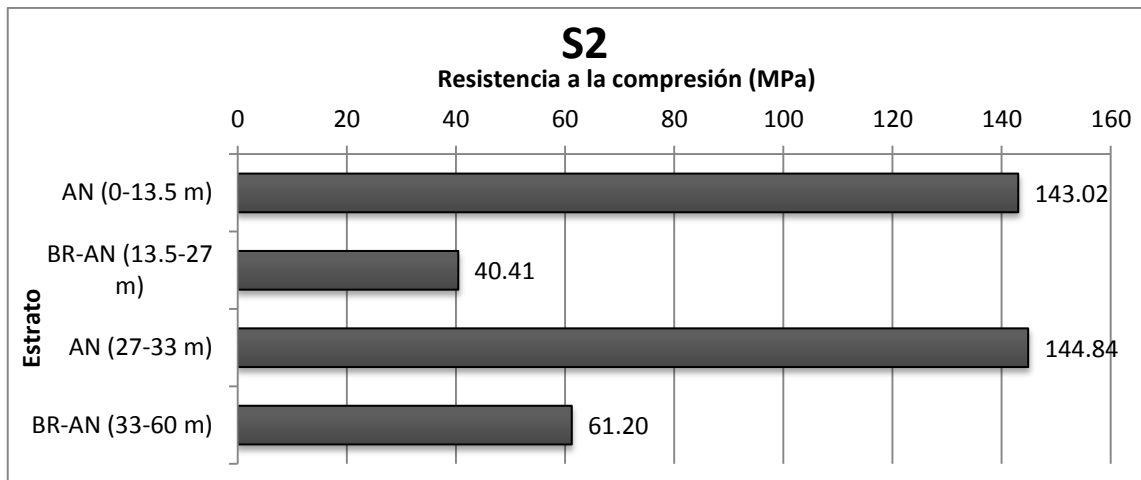


Figura 3.31. Gráfica de resistencia a la compresión simple de acuerdo al estrato en el S2.

3.2.3.8. Comparación de resultados de material superficial y sondeos.

La densidad de los materiales extraídos de los afloramientos es menor para ambos tipos de roca que la extraída de los sondeos geotécnicos como se observa en la Tabla 3.14, demostrando que el material si tiene degradación al estar a la intemperie, reduciendo su masa en función de su volumen.

Tabla 3.14. Densidades por tipo de roca en afloramientos y sondeos.

Tipo de Roca	Densidad (g/cm ³)		
	Afloramientos	S1	S2
Brecha	1.8	1.89	1.99
Andesita	2.34	2.45	2.57

En la Tabla 3.15 se presentan los valores de absorción en porcentaje de cada tipo de roca en los afloramientos y sondeos; se observa que la mayoría de los valores de absorción disminuyeron en los sondeos geotécnicos.

Tabla 3.15. Absorción por tipo de roca en afloramientos y sondeos.

Tipo de Roca	Absorción (%)		
	Afloramientos	S1	S2
Brecha	15.49	13.54	11.65
Andesita	3.14	3.34	2.61

El peso volumétrico también se ve afectado por el intemperismo como se observa en la Tabla 3.16 en donde la mayoría de los valores de peso volumétrico de las muestras de los sondeos son superiores a los valores obtenidos en las muestras de los afloramientos.

Tabla 3.16. Peso volumétrico por tipo de roca en afloramientos y sondeos.

Peso volumétrico (g/cm³)			
Tipo de Roca	Afloramientos	S1	S2
Brecha	1.72	2.04	1.98
Andesita	2.35	2.38	2.32

En cuanto a la resistencia a la compresión uniaxial en promedio los valores de brecha de los sondeos geotécnicos dieron menores que las brechas de los afloramientos, y en cambio la andesita de los afloramientos fue menor que la de los sondeos geotécnicos.

Tabla 3.17. Resistencia a la compresión uniaxial por tipo de roca en afloramientos y sondeos.

Resistencia a la compresión uniaxial (MPa)			
Tipo de Roca	Afloramientos	S1	S2
Brecha	74.18	51.92	50.81
Andesita	73.7	115.72	143.93

3.2.4. Resultados del estado actual.

3.2.4.1. Ensayo de compresión simple

Para conocer la cohesión del estrato de arcilla se realizó la prueba de compresión simple para la cual se usaron 3 muestras de roca, las cuales fueron labradas para obtener especímenes con medidas aproximadas de 5x5x10 cm y se realizó la prueba siguiendo el procedimiento del capítulo 3.2.1.9 de este trabajo. Los resultados de la prueba, así como la cohesión, obtenida con la ecuación 3.17., se muestran en la Tabla 3.18:

Tabla 3.18. Resultados de la prueba de compresión simple.

Muestra	Área (cm ²)	Carga (kg)	Esfuerzo	
			Kg/cm ²	KPa
1	26.98	517.92	19.20	1882.528
2	28.6	388.44	13.58	1331.921
3	28.6	258.96	9.05	887.948
Promedio=				1367.466
Cohesión (kPa)=				683.73

De acuerdo a los resultados obtenidos a través de la prueba de compresión simple, la cohesión del estrato de arcilla es de 683.7 kPa.

3.2.4.2. Comparación de GSI entre sondeos y estado actual.

El valor de GSI nos permite estimar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso, a mayor GSI menos degradado está el macizo y tiene mucho que ver con las discontinuidades, por lo que al poder observar las condiciones reales del talud una vez hecho el corte se abordó más en estos parámetros y esto nos reduce los valores de GSI en ambos casos, como se muestra en la Tabla 3.19.

Tabla 3.19. Valor de GSI por estrato en sondeos geotécnicos y estado actual.

GSI					
S1			S2		
Estrato	Sondeo Geotécnico	Estado Actual	Estrato	Sondeo Geotécnico	Estado Actual
BR-AN 1	55	44	AN 1	54	49
AN 1	60	55	BR-AN 1	52	44
BR-AN 2	61	54	AN 2	56	51
AN 2	61	56	BR-AN 2	58	46
BR-AN 3	62	49			
AN 3	51	49			
BR-AN 4	64	49			
AN 4	69	63			
BR-AN 5	61	49			

3.3. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO

En túneles y taludes rocosos, los mecanismos de la estabilización son controlados por el grado de alteración y por la anisotropía existente en el macizo rocoso, tales como la estratificación, juntas, fallas, cuya relación con los mecanismos de inestabilidad es regida por los siguientes factores:

- Distribución espacial de las discontinuidades, relación entre su posición (rumbo y buzamiento) con la dirección del túnel. Siendo este el más importante a considerarse en el trazo de entrada y salida de mismo.
- Presencia y naturaleza de los materiales de relleno de las discontinuidades, irregularidades en las superficies de las discontinuidades.

- Rotura y movimientos anteriores.

Las clasificaciones geomecánicas aportan, mediante la observación directa de las características de los macizos rocosos y la realización de sencillos ensayos, índices de calidad relacionados con los parámetros geomecánicos del macizo y sus características frente a los sostenimientos de túneles y taludes.

Las características de los macizos rocosos consideradas en las distintas clasificaciones son las siguientes:

- Resistencia del material rocoso.
- Índice RQD.
- Espaciado, orientación y condiciones de las discontinuidades.
- Estructura geológica y fallas.
- Filtraciones y presencia de agua.
- Estado tensional.

El objetivo de las clasificaciones geomecánicas es evaluar las propiedades de un macizo rocoso, establecer su calidad cuantitativamente y predecir de alguna manera lo siguiente:

- El comportamiento del macizo rocoso frente a la excavación programada.
- El tipo de sostenimiento (caso de túneles) o en su defecto el tipo de anclajes a utilizar (taludes), también se puede aplicar concreto lanzado, etc.
- Obtener de manera aproximada (empírica) el rango de variación de propiedades geotécnicas del macizo rocoso, como son el ángulo de fricción interna y la cohesión.

3.3.1. Método de Bieniawski (RMR).

El método Rock Mass Rating (RMR), también conocido como clasificación geomecánica de macizos rocosos de Bieniawski, fue presentado por Bieniawski en 1973 y modificado sucesivamente en 1979 y 1989. Este sistema permite estimar la calidad de un macizo rocoso, mediante la cuantificación de parámetros geotécnicos del macizo. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso se expresa por medio del índice de calidad RMR que varía de 0 a 100. Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la

matriz rocosa y de las discontinuidades (González de Vallejo et al., 2002). Para calcular el índice RMR se sigue el procedimiento señalado en la **Tabla 3.20** y el de la **Tabla 3.21**.

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación y la corrección por la orientación de las discontinuidades, se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la **Tabla 3.21**; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas.

Tabla 3.20. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).

1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (Mpa)		
		Compresión simple	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 lts/min	10 - 25 lts/min	25 - 125 lts/min	> 125 lts/min		
		Relación: Presión de agua/Esfuerzo principal mayor	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación		15	10	7	4	0	
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento			Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60		

Tabla 3.21. Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR.

Valoración RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	Menor de 20
Clasificación		I	II	III	IV	V
Descripción		Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca Mala	Roca muy mala
Parámetros Geomecánicos	Cohesión	30 ton/m ²	20 a 30 ton/m ²	15 a 20 ton/m ²	10 a 15 ton/m ²	Menor a 10 ton/m ²
	Ángulo de fricción	Mayor a 45°	40° a 45°	35° a 40°	30° a 35°	Menor a 30°

3.3.1.1. Clasificación RMR para sondeos geotécnicos

El método de clasificación geomecánico se realizó de acuerdo al procedimiento del capítulo 3.3.1. de este trabajo y en base a la observación de los sondeos geotécnicos, dando los valores correspondientes de acuerdo a la **Tabla 3.20**.

En la Tabla 3.22 se muestran los valores de RMR para cada uno de los estratos del sondeo 1; siendo 66 el valor promedio de cada uno de ellos; y en la Tabla 3.23 se muestran los valores de RMR para los estratos del sondeo 2, siendo 60 el valor de RMR promedio de estos.

Tabla 3.22. Valor de RMR de S1.

S1											
Estrato	Profundidad (m)	Resistencia	RQD	Separación de diaclasas	Estado de las discontinuidades					Agua freática	Total
					Longitud	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración		
BR-AN	0 - 6	7	6	20	1	1	3	6	1	15	60
AN	6 - 24	12	6	15	2	1	3	6	5	15	65
BR-AN	24 - 28.5	7	13	20	1	1	5	6	3	15	71
AN	28.5 - 32.5	12	6	15	1	1	5	6	5	15	66
BR-AN	32.5 - 42	2	13	20	2	1	5	6	3	15	67
AN	42 - 49.5	4	6	15	1	1	5	6	3	15	56
BR-AN	49.5 - 53	2	13	20	2	1	5	6	5	15	69
AN	53 - 58	12	13	15	2	1	5	6	5	15	74
BR-AN	58 - 60	7	13	20	1	1		6	3	15	66
RMR=											66

Tabla 3.23. Valor de RMR del S2.

S2											
Estrato	Profundidad (m)	Resistencia	RQD	Separación de diaclasas	Estado de las discontinuidades					Agua freática	Total
					Longitud	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración		
AN	0 - 13.5	12	3	15	1	1	1	6	5	15	59
BR-AN	13.5 - 27	4	6	20	1	1	3	6	1	15	57
AN	27 - 33	12	6	15	2	1	1	6	3	15	61
BR-AN	33 - 60	7	3	20	1	1	5	6	5	15	63
RMR=											60

Una vez obtenido el valor RMR de cada sondeo y de acuerdo a la **Tabla 3.21**, podemos inferir algunos datos de calidad del macizo rocoso, los cuales se

muestran en la Tabla 3.24, en donde se observa que de acuerdo a la clasificación, se considera que el macizo rocoso del S1 tiene una clasificación tipo II, siendo una roca buena, en cambio el macizo del S2 se clasifica como tipo III y es de roca regular.

Tabla 3.24. Valores de calidad del macizo rocoso por sondeo de acuerdo al RMR.

Sondeo	RMR	Clasificación	Descripción	Parámetros geomecánicos	
				Cohesión	Ángulo de fricción
S1	66	II	Roca buena	20 a 30 ton/m ²	40° a 45°
S2	60	III	Roca regular	15 a 20 ton/m ²	35° a 40°

3.3.1.2. Clasificación RMR del estado actual.

La clasificación RMR de los taludes una vez realizado el corte, se puede hacer de una manera más exacta debido a que se observan mejor sus características así como hacer la corrección por la orientación de las discontinuidades que ya se encuentran a la vista. En la Tabla 3.25 se observa el valor de RMR para cada uno de los estratos del S1 y el promedio de estos que fue de 57, mientras que en la Tabla 3.26 el promedio de los estratos del S2 es de 53.

Tabla 3.25. Valor de RMR de S1 después del corte.

S1												
Estrato	Profundidad (m)	Resistencia	RQD	Separación de diaclasas	Estado de las discontinuidades					Agua freática	Corrección	Total
					Longitud	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración			
BR-AN	0 - 6	7	6	15	2	1	3	4	1	15	-5	49
AN	6 - 24	12	6	15	2	1	3	6	5	15	-5	60
BR-AN	24 - 28.5	7	13	15	1	1	5	4	3	15	-5	59
AN	28.5 - 32.5	12	6	15	1	1	5	6	5	15	-5	61
BR-AN	32.5 - 42	2	13	15	1	1	5	4	3	15	-5	54
AN	42 - 49.5	4	6	15	2	1	5	6	5	15	-5	54
BR-AN	49.5 - 53	2	13	15	1	1	5	4	3	15	-5	54
AN	53 - 58	12	13	15	1	1	5	6	5	15	-5	68
BR-AN	58 - 60	7	13	15	1	1		4	3	15	-5	54
RMR=												57

Tabla 3.26. Valor de RMR de S2 después del corte.

S2												
Estrato	Profundidad (m)	Resistencia	RQD	Separación de diaclasas	Estado de las discontinuidades					Agua freática	Corrección	Total
					Longitud	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración			
AN	0 - 13.5	12	3	15	1	1	1	6	5	15	-5	54
BR-AN	13.5 - 27	4	6	15	1	1	3	4	5	15	-5	49
AN	27 - 33	12	6	15	2	1	1	6	3	15	-5	56
BR-AN	33 - 60	7	3	15	1	1	5	4	5	15	-5	51
RMR=												53

De acuerdo a la nueva clasificación RMR ahora el S1 se considera como una roca regular, el S2 queda igual que antes, como una roca regular, los cuales tiene parámetros de cohesión y ángulo de fricción como se muestra en la Tabla 3.27.

Tabla 3.27. Valores de calidad del macizo rocoso por sondeo de acuerdo al RMR, después del corte.

Sondeo	RMR	Clasificación	Descripción	Parámetros geomecánicos	
				Cohesión	Ángulo de fricción
S1	55	III	Roca regular	15 a 20 ton/m ²	35° a 40°
S2	55	III	Roca regular	15 a 20 ton/m ²	35° a 40°

3.3.2. Método de Romana (SMR).

La clasificación Slope Mass Rating (SMR), propuesta por Romana en 1985, es un método de determinación de los factores de ajuste adecuados para aplicar la clasificación RMR a taludes.

El coeficiente para la clasificación de taludes se obtiene de la suma del Índice RMR un factor de ajuste y un factor de excavación. El factor de ajuste está en función de la orientación de las juntas y es producto de tres subfactores (F1, F2 y F3) y el factor de excavación depende del método utilizado (F4), los cuales se explican a continuación y su valor se encuentra en la **Tabla 3.28** y **Tabla 3.29**.

- F1: Depende del paralelismo entre la dirección de las fisuras y del frente del talud. Varía de 1 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja).
- F2: Depende del buzamiento de las discontinuidades en la rotura plana. Varía de 1 (para fracturas con buzamiento mayor de 45°), y 0.15 (para fracturas con buzamiento inferior a 20°). Para roturas de vuelco, el valor es de 1.
- F3: Refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski (1989), que son siempre negativos:
 - Para roturas planas expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son normales cuando el buzamiento medio de la familia de discontinuidades es igual al del talud, y por lo tanto afloran algunas pocas discontinuidades.
 - Para la rotura por vuelco no se supone que puedan existir condiciones desfavorables o muy desfavorables, ya que este rara vez produce roturas bruscas y en muchos casos los taludes con vuelcos de estratos se mantienen.
- F4: Es el factor de ajuste según el método de excavación.

Una vez obtenidos los cuatro valores, además del valor de RMR anteriormente obtenido, entonces se puede utilizar la ecuación (3.19).

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad (3.19)$$

El procedimiento a seguir consiste en obtener el índice SMR para cada una de las familias de las juntas y adoptar el valor menor de los obtenidos. Según sea el valor del índice SMR se pueden obtener cuatro clases de estabilidad, definidas en la **Tabla 3.30**. Por otro lado, las medidas de sostenimiento a aplicar a los taludes se agrupan en 6 clases diferentes:

- $SMR > 65$: Sin mecanismos de estabilización.
- $70 > SMR > 45$: Protección (zanjas de pie, vallas de pie o de talud; redes sobre la superficie del talud).
- $75 > SMR > 30$: Refuerzo (pernos o anclajes).
- $60 > SMR > 20$: Concreto (Concreto de relleno, contrafuertes y/o vigas; concreto lanzado, muros de pie).
- $40 > SMR > 10$: Drenaje (superficial y/o profundo).
- $30 > SMR > 10$: Reexcavación (tendido, muros de contención, etc.).

Tabla 3.28. Factor de ajuste para las juntas (Romana, 1985)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$\alpha_j - \alpha_s$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$\alpha_j - \alpha_s - 180^\circ$					
P/T	F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1
P	β_j	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1
T	F2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

P = Rotura plana

T = Rotura por vuelco

α_s = Dirección de buzamiento del talud

α_j = Dirección de buzamiento de las juntas

β_s = Buzamiento del talud

β_j = Buzamiento de las juntas

Tabla 3.29. Factor de ajuste según el método de excavación (Romana, 1985).

Método	Talud Natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

Tabla 3.30. Clases de estabilidad según el SMR (Romana, 1985).

Clase No.	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 -100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

3.3.2.1. Clasificación SMR para sondeos geotécnicos

Para realizar la clasificación SMR se siguió el procedimiento descrito en el apartado 3.3.2 de este trabajo. En la Tabla 3.31 se muestra la clasificación SMR de los sondeos así como la clase a la que corresponden, la descripción, estabilidad y tratamiento; siendo ambos taludes parcialmente estables según su clasificación SMR que los considera Normales y solo necesitan tratamiento sistemático.

Tabla 3.31. Clases de estabilidad por sondeo según el SMR.

Sondeo	RMR	F1	F2	F3	F4	SMR	Clase	Descripción	Estabilidad	Tratamiento
S1	66	0.4	0.7	-50	0	52	III	Normal	Parcialmente estable	Sistemático
S2	60	0.4	0.7	-50	0	46	III	Normal	Parcialmente estable	Sistemático

3.3.2.2. Clasificación RMR del estado actual.

Una vez realizado el corte y se pudieron observar mejor las discontinuidades, se vuelve a hacer una nueva clasificación RMR, la cual proporciona un valor menor de SMR para ambos casos pero su descripción sigue siendo normal, como lo muestra la Tabla 3.32.

Tabla 3.32. Tipo de estabilidad por sondeo según el SMR, después del corte.

Sondeo	RMR	F1	F2	F3	F4	SMR	Clase	Descripción	Estabilidad	Tratamiento
S1	57	0.7	0.7	-25	0	44.75	III	Normal	Parcialmente estable	Sistemático
S2	53	0.7	0.7	-25	0	40.75	III	Normal	Parcialmente estable	Sistemático

4. SOFTWARES

Para determinar la estabilidad de un talud es necesario conocer las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso obtenidas mediante las pruebas de laboratorio anteriormente descritas en el capítulo 3.2.1 de este trabajo.

Las clasificaciones geomecánicas también ayudan a determinar la estabilidad de los taludes, proporcionando información relevante como el comportamiento del macizo rocoso frente a las excavaciones u obtener de manera aproximada el rango de variación de propiedades geotécnicas del macizo rocoso, como el ángulo de fricción interno o la cohesión, **Tabla 3.21**; y también el GSI, de acuerdo a Hoek y Brown, con la ecuación (2.12) de este trabajo.

Los resultados de las pruebas de laboratorio son utilizados como información relevante y verídica para aplicarla a programas especializados, que analizan la resistencia y deformación del terreno. Estos programas crean una relación entre la resistencia del terreno y los esfuerzos existentes con la finalidad de proporcionar un factor de seguridad (FS) que permita conocer la estabilidad del talud, así mismo permiten proponer mecanismos de estabilización para los casos en estudio. Algunos de los programas utilizados con este fin se mencionan a continuación.

4.1. SLIDE

Slide versión 6.0 es un programa en 2D que evalúa el FS o la probabilidad de falla en taludes de suelo o roca basándose en las propiedades de los materiales que lo componen.

Algunas de las características que incluye este programa son:

- Métodos de búsqueda de superficie críticos para superficies de deslizamiento circulares o no circulares.
- Métodos de análisis que incluyen métodos de equilibrio límite como Bishop, Janbu, Spencer, GLE / Morgenstern-Price.
- Facilidad de empleo de múltiples materiales.
- Materiales anisotrópico y de Mohr-Coulomb no lineales.
- Diseño de soportes (Anclajes, geotextiles, pilas, pilotes).
- Ver cualquiera o todas las superficies generadas en el análisis.
- Resultados detallados de los análisis, se pueden trazar para superficies deslizantes individuales.

Además el programa Slide permite realizar análisis para encontrar la superficie de deslizamiento en un talud con el FS más bajo, ya sea en superficies individuales o haciendo una búsqueda de la superficie crítica.

Algunas consideraciones tomadas para la modelación en este software son las siguientes:

- Los métodos utilizados para conocer el Factor de Seguridad serán el método de “Bishop Simplificado”, debido a que este método asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero y esto da como resultado un valor bajo de FS, y el método de Morgenstern-Price, ya que este método satisface el equilibrio de momentos y de fuerzas y es de los más exactos.
- En Slide, existen tres métodos de búsqueda para superficies de desplazamientos circulares: Grid Search (búsqueda de cuadrícula), Slope Search (búsqueda de talud) o Auto Refine Search (búsqueda de refinación automática); en este trabajo se utilizó Auto Refine Search. Para búsqueda de superficies no circulares se usó la opción Block Search (búsqueda de bloque).
- El método para el cálculo del esfuerzo cortante utilizado en esta investigación es el método generalizado de Hoek-Brown, el cual se menciona en el apartado 2.7.3.2 de éste trabajo, para rocas y el método de Mohr-Coulomb para suelos, capítulo 2.7.3.1.
- Los datos que se deben agregar en el cuadro de diálogo para el método generalizado de Hoek-Brown son los siguientes:
 - Intact UCS (Kpa): Hace referencia a la resistencia a la compresión simple.
 - Geological Strength Index (GSI): El valor GSI de cada estrato se obtiene como se menciona en el capítulo 2.7.4. de este trabajo.
 - Intact Rock Constant m_i : Esta constante depende de la matriz rocosa, y su valor se puede obtener ya sea de la Tabla 2.6 o del cuadro de diálogo que proporciona el programa y que te permite elegir un valor adecuado de una lista de materiales.
 - Disturbance Factor: Es un factor que toma en cuenta el tipo de procedimiento con el que se hará la excavación del corte ya sea por medio de explosivos o de medios mecánicos, Tabla 2.7 del capítulo 2.7.3.2. El programa te permite seleccionar este factor.
- Los datos que te pide el programa para el método de Mohr-Coulomb son la cohesión y el ángulo de fricción interna del material.
- Se puede agregar una carga sísmica para conocer el FS bajo éste tipo de influencia, así como también conocer la respuesta del talud ante un nivel de aguas freáticas alto.

Los perfiles longitudinales de proyecto que pertenecen a cada cadenamamiento, y con su respectiva estratigrafía, se encuentran en la Figura 4.1 para el 2+120 y en la

Figura 4.2 para el 2+280.

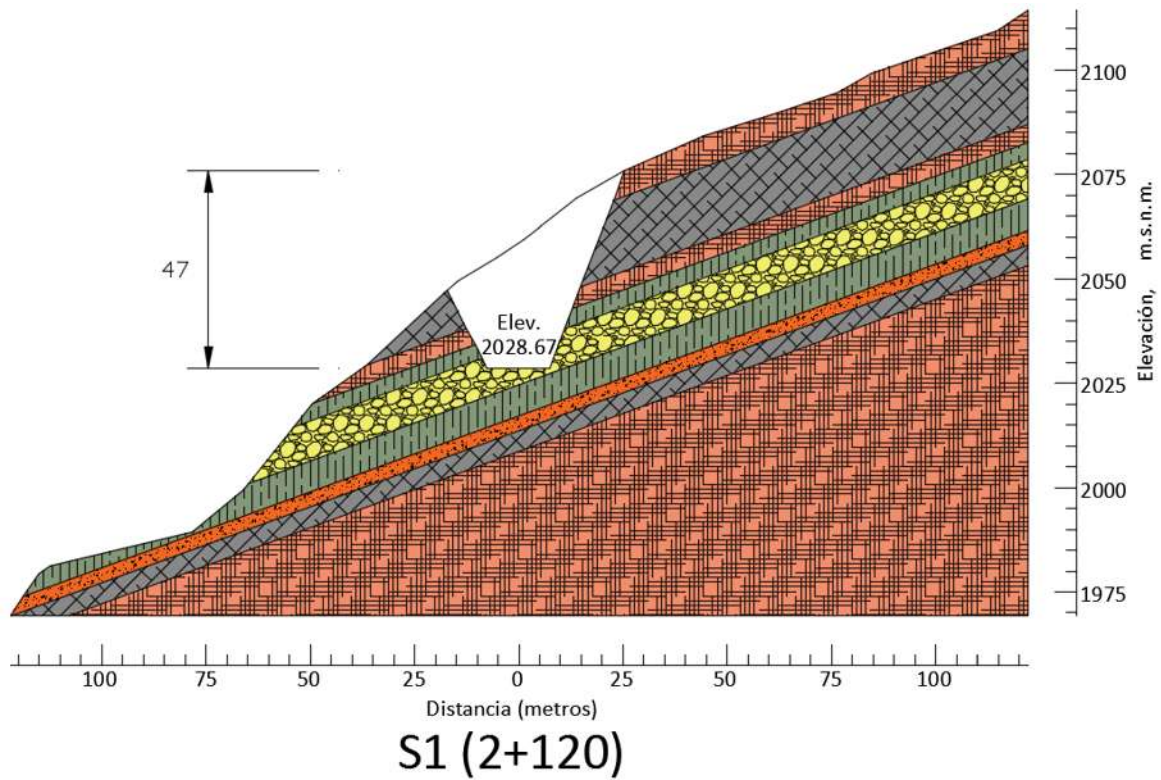


Figura 4.1. Perfil longitudinal del Sondeo 1 (2+120).

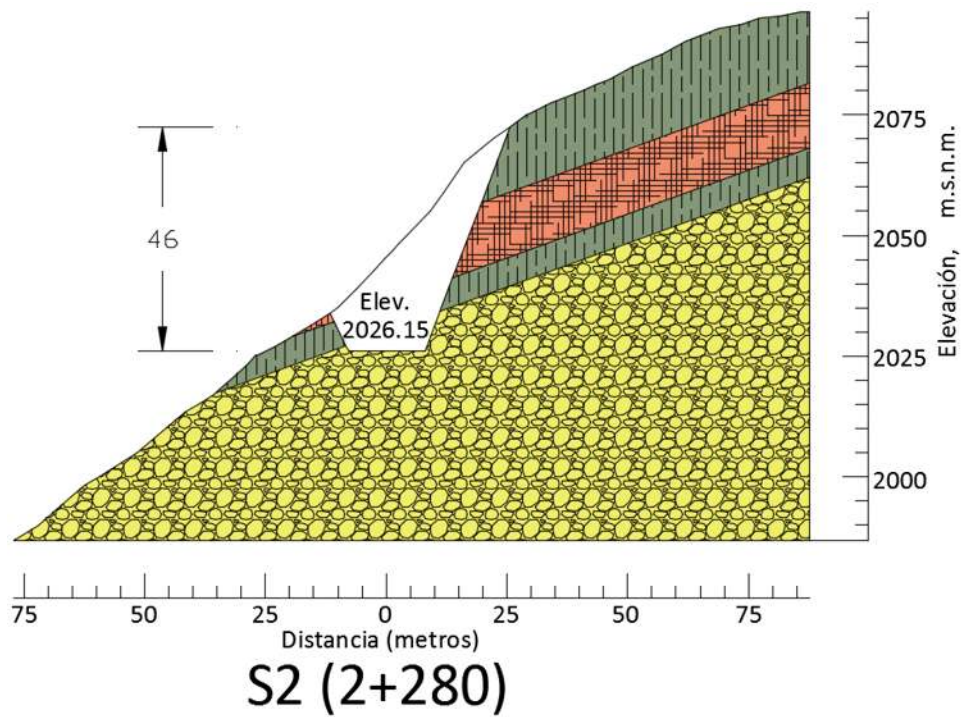


Figura 4.2. Perfil Longitudinal del Sondeo 2 (2+280).

Una vez establecidos los perfiles con los que trabajará el programa, entonces es necesario definir cuáles serán los valores que se introducirán al modelo. En la Tabla 4.1 se muestran los valores utilizados en los modelos del Sondeo 1 (2+120), en la Tabla 4.2 se muestran los valores utilizados en los modelos del Sondeo 2 (2+280) y en la Tabla 4.3 los valores que cambian en la modelación para conocer la estabilidad del talud en su estado actual.

Tabla 4.1. Valores para modelación en Slide del S1.

S1								
Estrato	Profundidad (m)	σ_{ic} (KPa)	GSI (RMR-5)	Peso (kN/m ³)	0.8 σ_{ic} (KPa)	0.8 GSI	m_i	Disturbance Factor
BR-AN 1	0 - 6	91970	55	24.9	73576	44	15	1
AN 1	6 - 24	127930	60	22.2	102344	48	23	1
BR-AN 2	24 - 28.5	63670	61	18.4	50936	49	15	1
AN 2	28.5 - 32.5	174510	61	21.1	139608	49	21	1
BR-AN 3	32.5 - 42	24560	62	19.3	19648	50	13	1
AN 3	42 - 49.5	49000	51	19.8	39200	41	21	1
BR-AN 4	49.5 - 53	11540	64	20.2	9232	51	13	1
AN 4	53 - 58	111440	69	21.6	89152	55	23	1
BR-AN 5	58 - 60	67870	61	24.4	54296	49	19	1

Tabla 4.2. Valores para modelación en Slide del S2.

S2								
Estrato	Profundidad (m)	σ_{ic} (KPa)	GSI (RMR-5)	Peso (kN/m ³)	0.8 σ_{ic} (KPa)	0.8 GSI	m_i	Disturbance Factor
AN 1	0 - 13.5	143020	54	25.3	114416	43	21	1
BR-AN 1	13.5 - 27	40410	52	19.2	32328	42	15	1
AN 2	27 - 33	144840	56	21.1	115872	45	21	1
BR-AN 2	33 - 60	61200	58	20.4	48960	46	13	1

Tabla 4.3. Valores para modelación en Slide después del corte.

S1			S2		
Estrato	GSI (RMR-5)	Factor de Disturbancia	Estrato	GSI (RMR-5)	Factor de Disturbancia
BR-AN 1	44	0.7	AN 1	49	0.7
AN 1	55	0.7	BR-AN 1	44	0.7
BR-AN 2	54	0.7	AN 2	51	0.7
AN 2	56	0.7	BR-AN 2	46	0.7
BR-AN 3	49	0.7			

AN 3	49	0.7
BR-AN 4	49	0.7
AN 4	63	0.7
BR-AN 5	49	0.7

Los valores utilizados en las tablas anteriores son resultado de las pruebas de laboratorio y consideraciones particulares mencionadas a continuación:

- Estrato: Es nombrado con un número después del tipo de material para evitar confusiones en la modelación.
- Profundidad: Es la profundidad de cada estrato, midiéndose a partir del hombro superior del corte del talud.
- Resistencia a la compresión simple: Este valor es el resultado del ensayo de carga puntual, y se encuentra en el apartado 3.2.3.7 de este trabajo.
- GSI: Este valor se obtiene a partir de la ecuación 2.10 de este trabajo, dicha ecuación se encuentra en el apartado 2.7.3.
- Peso volumétrico: Cada uno de los valores se encuentra en el apartado 3.2.3.2 de este trabajo.
- 80% del valor de la Resistencia a la compresión simple y del GSI: Esta consideración se hace para realizar una modelación con valores bajos de calidad y resistencia de la roca, para conocer el comportamiento del talud.
- m_i : Este valor se propone de acuerdo a la calidad de la roca y a la **Tabla 2.6** del apartado 2.7.3.2 de este trabajo.
- Factor de disturbancia: Este factor se tomará de 1, siendo éste el valor que genera un comportamiento más desfavorable del talud.

El valor del coeficiente de carga sísmica fue obtenido a través de estudios recientes complementarios al proyecto, siendo éste un valor de 0.147.

Cada perfil longitudinal, sondeo, se modeló con 6 condiciones diferentes:

- Perfil natural.
- Corte sin sismo.
- Corte con sismo.
- Corte con nivel de aguas freáticas (NAF).
- Corte con sismos y NAF.
- Corte con sismo y 80% de la resistencia de la roca.

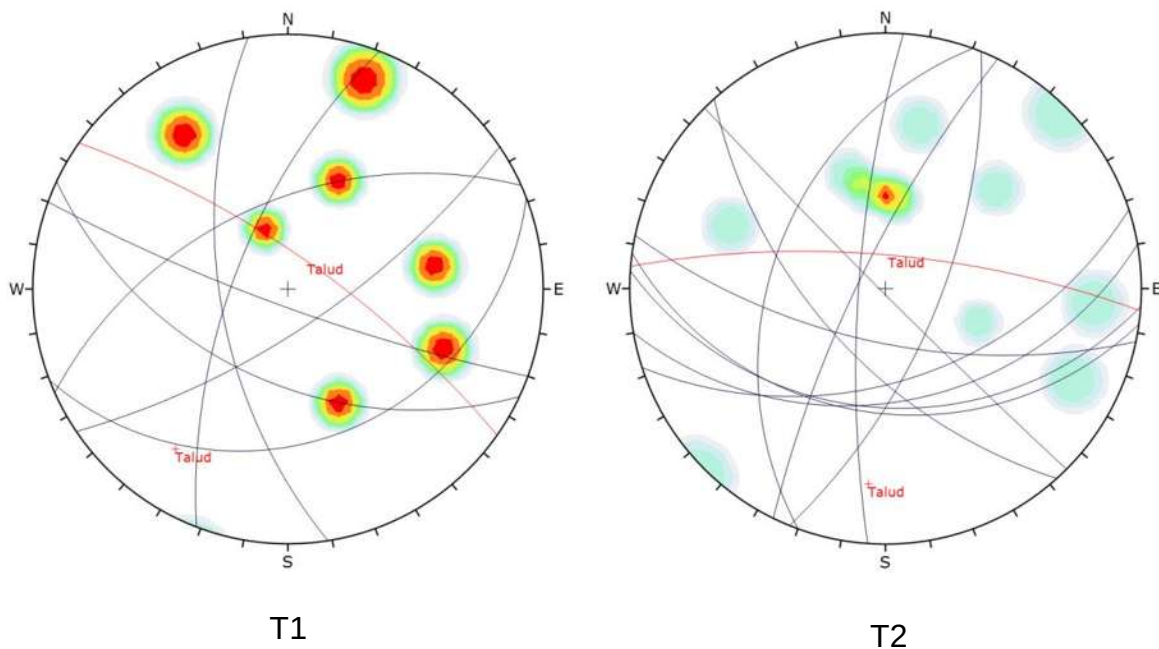
Una vez que el programa muestra el resultado, se analiza y en caso de ser necesario se hacen propuestas de mecanismos de estabilización para incrementar el FS.

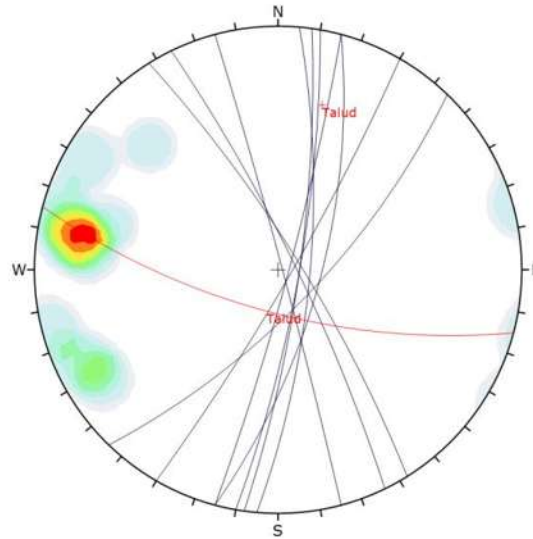
4.2. DIPS

Se considera que bajo condiciones estáticas, un talud es estable si las fuerzas resistentes que posee son mayores que las fuerzas deslizantes, las cuales pueden aumentar debido a discontinuidades o planos de discontinuidad. Por lo tanto, es importante hacer un estudio de la orientación talud-discontinuidad mediante proyecciones estereográficas y hacer un análisis cinemático para definir la falla entre los diferentes tipos de rotura que pueden generarse en un talud, que son básicamente deslizamiento planar, vuelco y cuña.

El análisis cinemático se puede llevar a cabo con el programa Dips desarrollado por Rocscience®. Éste programa está diseñado para realizar análisis y visualizar información estructural, de igual modo que si usáramos una red estereográfica.

Los valores de buzamiento y dirección de buzamiento (dip y Dip direction) de los taludes y discontinuidades utilizadas para el análisis cinemático se encuentran en la Tabla 3.2 del capítulo 3.1.3 de este trabajo y su representación estereográfica así como el número de familias se observa en la Figura 4.3; así como un ángulo de fricción de 43° , el cual es el promedio de los valores de los estratos de los taludes.





T3

Figura 4.3. Orientación de discontinuidades y número de familias de los taludes.

El análisis cinemático se realiza para tres tipos de fallas principales, los cuales se mencionan a continuación.

4.2.1. Falla planar.

El análisis cinemático de una falla planar (Planar Sliding) se muestra en la Figura 4.4 en donde las características principales se mencionan a continuación:

- *Plano del talud*: Va cambiando de acuerdo a la orientación que tenga, para este ejemplo fue de 70/180.
- *Envolvente*: corresponde al plano de pendiente requerido para que exista una falla planar. Cualquier polo dentro de esta envolvente es cinemáticamente libre de deslizarse si su fricción es inestable.
- *Cono de fricción*: El cono mostrado es el que se ingresa manualmente, en este caso fue de 30°. Cualquier polo fuera de este cono representa un plano que es cinemáticamente posible que se deslice.
- *Zona crítica para falla planar*: La media luna de color rosa formada por la envolvente y el cono de fricción encierra la región de falla planar. Cualquier polo dentro de esta región representa los planos que se pueden deslizar.

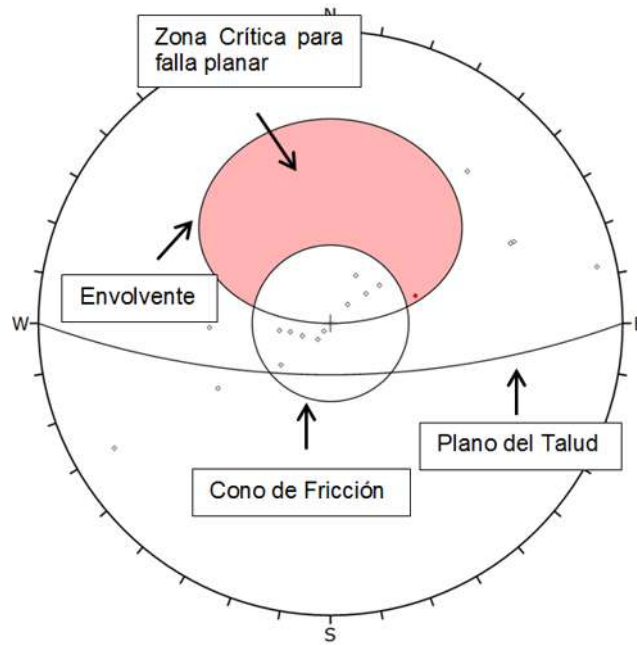


Figura 4.4. Análisis cinemático de una falla planar en Dips.

Una vez realizado el análisis, el programa Dips te presenta a manera de resumen los resultados obtenidos del análisis en un cuadro, en donde te muestra los datos de entrada (orientación del talud y ángulo de fricción), así como el porcentaje de polos que entran dentro de la falla planar; si existen planos que puedan tener falla planar, es necesario utilizar el programa ROCPLANE, capítulo 4.3 de este trabajo, para conocer el factor de seguridad.

4.2.2. Falla en cuña.

El análisis cinemático de una falla en cuña (Wedge sliding) también se realiza con el programa Dips. Al igual que en el caso de la falla planar, solo se deben de agregar los datos de orientación del talud, así como el del ángulo de fricción y el programa realiza los cálculos.

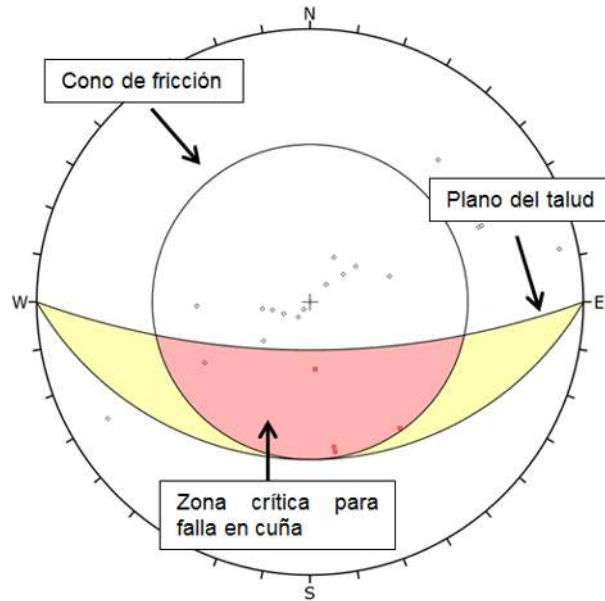


Figura 4.5. Análisis cinemático de falla en cuña en Dips.

La Figura 4.5 es el resultado gráfico del análisis, en donde la zona crítica para falla en cuña es la media luna que se encuentra dentro del cono de fricción y fuera del plano del talud. Cualquier punto de intersección dentro de esta zona representa cuñas que se pueden deslizar. Cada punto de intersección representa la intersección de dos planos.

El programa también muestra un cuadro donde presenta los resultados del análisis: datos de entrada, las intersecciones totales y cuantas de esas se encuentran en la zona crítica de falla en cuña. Para realizar cálculos más a fondo a estos puntos críticos de intersección se utiliza el programa SWEDGE, capítulo 4.4 de este trabajo.

4.2.3. Vuelco.

El análisis cinemático de falla por vuelco (Flexural Toppling) necesita los mismos datos de orientación del talud, así como el del ángulo de fricción, pero además se deben de agregar los límites laterales.

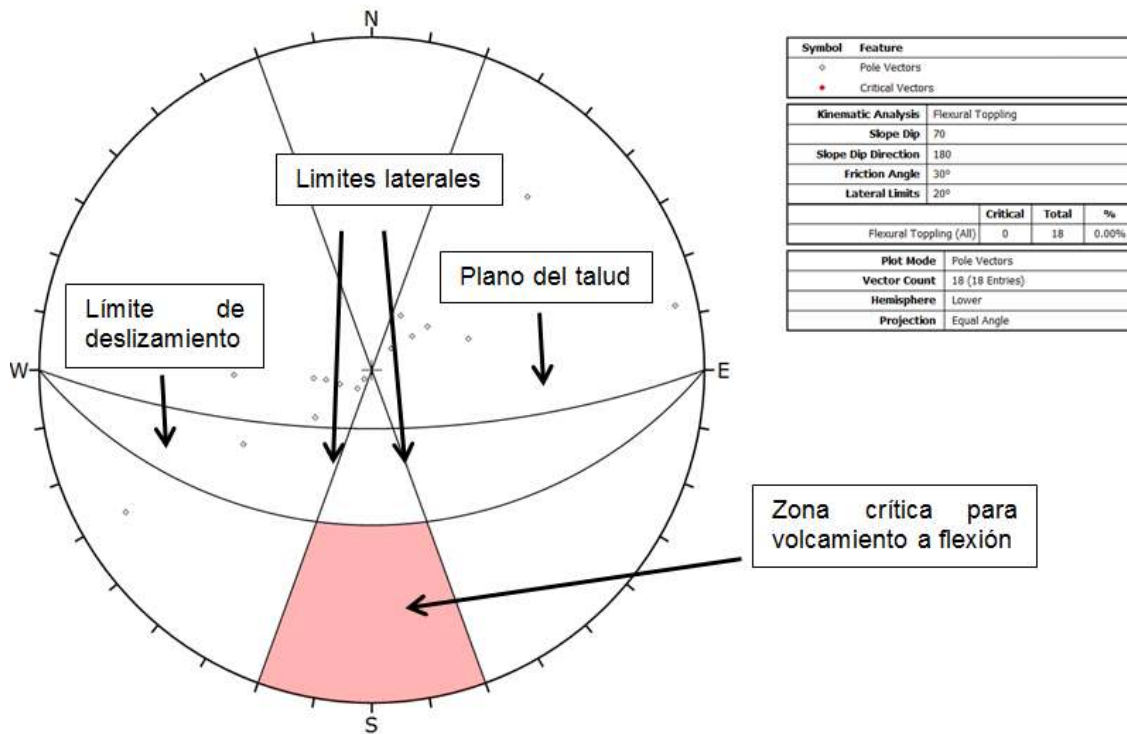


Figura 4.6. Análisis cinemático de volcamiento a flexión en Dips.

La Figura 4.6 es el resultado gráfico del análisis cinemático por volcamiento a flexión en Dips, en donde la zona de color rosa representa la zona crítica para volcamiento a flexión, la cual se encuentra delimitada por el plano límite de deslizamiento, el perímetro del plano estereográfico y los límites laterales. Cualquier punto dentro de esta región representa un riesgo de tener un volcamiento. Cálculos más específicos sobre volcamiento se pueden realizar en el programa ROCTOPPLE, capítulo 4.5 de este trabajo.

4.3. ROCPLANE

RocPlane es un software interactivo para diseño y análisis de estabilidad planar de taludes de roca. El programa evalúa la posibilidad de rotura planar en taludes de roca. Una rotura plana está definida por 4 características principales, las cuales se muestran en la **Figura 4.7**:

- El plano de rotura.
- La cara del talud.
- Superficie superior del talud.
- Grieta de tensión (opcional).

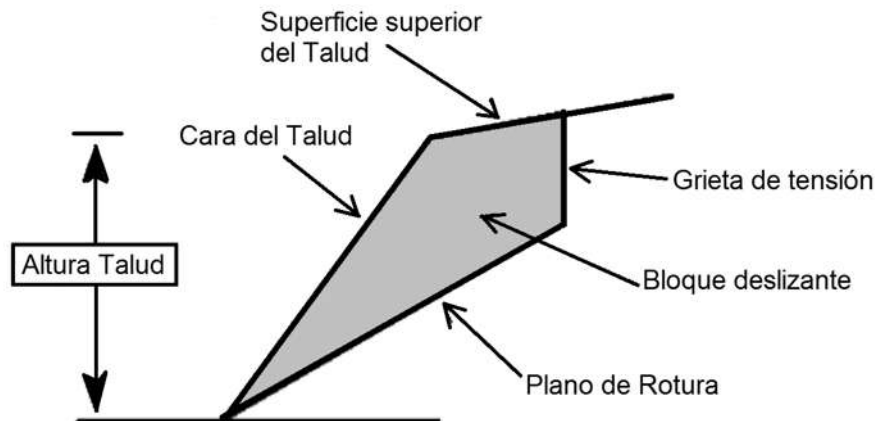


Figura 4.7. Modelo de rotura plana en el programa RocPlane.

Los principales factores que toma en cuenta el RocPlane para la modelación de una rotura plana son:

1. El análisis es en dos dimensiones, considerando la cara descubierta del talud, la superficie superior del talud, el plano de rotura y la grieta de tensión, son paralelas o casi paralelas entre ellas, aproximadamente $\pm 20^\circ$, esto para que el análisis se puede aplicar.
2. El buzamiento del plano de rotura debe ser menor que el buzamiento de la cara del talud.
3. El análisis es realizado con una unidad arbitraria de espesor en la dirección fuera del plano.
4. Todas las fuerzas dentro del análisis actúan sobre el centroide del bloque deslizante. Los momentos para este caso no son considerados.
5. El modo de falla asumido es deslizamiento traslacional, el deslizamiento rotacional o vuelco no son considerados en esta etapa.
6. Las superficies de liberación están presentes, paralelas a la sección del análisis, y proporcionan insignificante resistencia al deslizamiento en los límites laterales de la falla.
7. Análisis paramétricos pueden realizarse sencillamente. Se puede modificar la geometría del modelo, fuerzas de resistencia, presión de agua y fuerzas externas o de soporte, y evaluar cual parámetro del talud tiene el mayor efecto en la estabilidad, y las fuerzas de soporte que requiere para estabilizar el talud. (Rocscience, 2014).

Para el modelado de una rotura planar en el programa RocPlane se tomaron los siguientes datos y consideraciones:

- Dirección del talud: 75/35.
- Dirección de la discontinuidad: 52/336.
- Altura del talud: 47 m.
- Ángulo de la cara superior del talud: 22° .
- Modelo de esfuerzo cortante: Generalizado de Hoek-Brown.
- m_i : 18.

- GSI: 52.
- Peso Volumétrico: 21.3 kN/m^3 .
- Factor de disturbancia: 0.7.
- UCS: 64221 kpa.
- Coeficiente sísmico horizontal: 0.147.
- Los valores de m_i , GSI, peso volumétrico y Factor de disturbancia son el promedio de los valores de los estratos del S1, que es el más cercano a éste talud. Y el valor de UCS es el promedio del 80% de la resistencia a la carga puntual del S1.

Una vez establecidos los valores geométricos el programa automáticamente hace los cálculos y va ajustando el modelo, arrojando como resultado el valor del FS.

4.4. SWEDGE

Swedge es un software que sirve como herramienta de análisis para evaluar la estabilidad de superficies en forma de cuña en taludes de roca. El programa calcula el factor de seguridad de deslizamiento traslacional de una cuña tetraédrica formada en un talud de roca por las siguientes características, mostradas en la Figura 4.8:

- Dos discontinuidades que se intersectan.
- La cara del talud.
- La superficie superior del talud
- Una grieta de tensión (opcional)

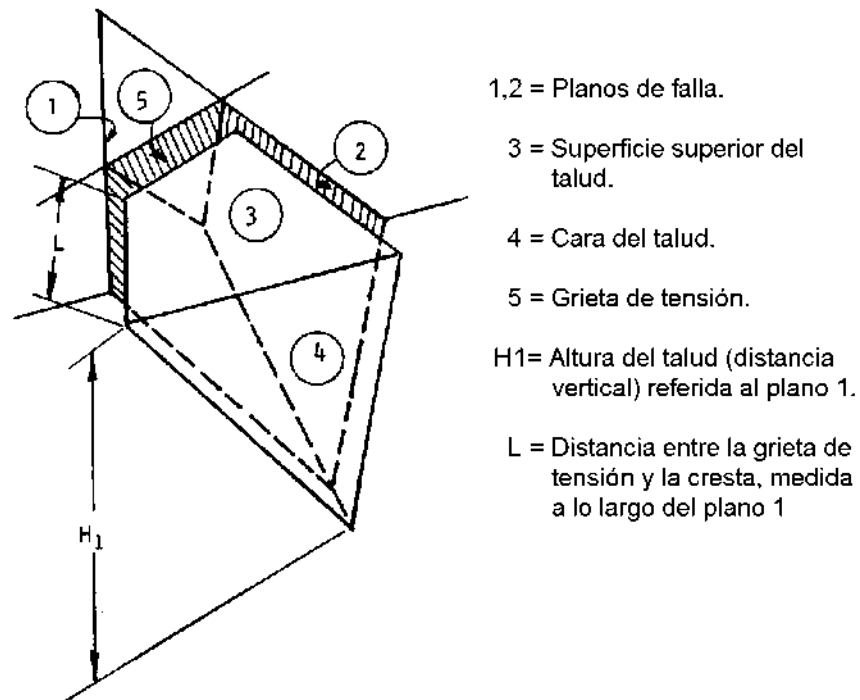


Figura 4.8. Geometría de una rotura en cuña para análisis en Swedge.

Para el modelado de una rotura en cuña en el programa Swedge, se usaron los datos mostrados en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Valores usados en los modelos en Swedge.

	T1	T3-1	T3-2	T3-3	T3-4	T3-5
Orientación Talud	75/35	70/195	70/195	70/195	70/195	70/195
Orientación Discontinuidades	52/336	85/105	84/120	70/105	70/105	88/75
	66/291	72/134	72/134	88/75	75/95	75/95
JRC	13	8				
Altura Talud (m)	47	23				
Peso Volumétrico (kN(m³)	21.3	21.5				
Ángulo de fricción (°)	43	42				
JCS (kPa)	64221	68428.3				
Ángulo Cara Superior (°)	22	0				
Coeficiente Sísmico	0.147					

Una vez introducidos los valores anteriores, el programa realiza el cálculo automáticamente y te muestra un modelo del talud así como el factor de seguridad.

4.5. ROCTOPPLE

RocTopple es un software simple e interactivo que evalúa la posibilidad de rotura por vuelco en taludes de roca, mediante el cálculo de un factor de seguridad. El talud está definido por las siguientes partes, las cuales están mostradas en la **Figura 4.9**:

- La cara del talud (A).
- La cara superior del talud (B).
- La inclinación total de la base (C).
- Las juntas de los bloques (D).

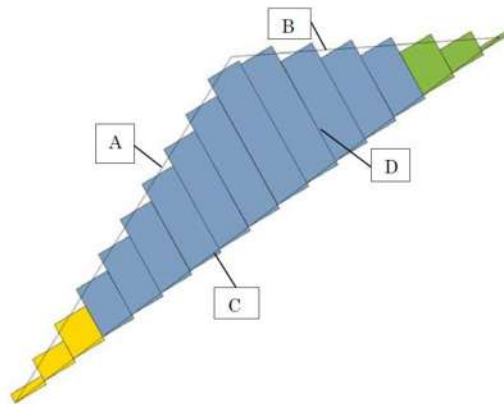


Figura 4.9. Geometría clásica para análisis de vuelco en RocTopple (Rocscience, 2014).

Para el modelado de una rotura por vuelco en el programa RocTopple, se usaron los datos de la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Valores usados en los modelos en Roctopple.

	T1	T2
Orientación Talud	75/35	75/5
Orientación Discontinuidades	82/200	66/192
JRC	13	8
Altura Talud (m)	47	46
Peso Volumétrico (kN(m3)	21.3	21.5
Ángulo de fricción (°)	43	42
JCS (kPa)	64221	68428.3
Ángulo Cara Superior (°)	22	
Coefficiente sísmico	0.147	

4.6. ROCFALL

RocFall también pertenece a la familia de Rocscience® y es un programa de partícula basado en el análisis estadístico y diseñado para evaluar el riesgo ante

desprendimientos de rocas en taludes en dos dimensiones. Este programa permite evaluar la energía, velocidad y altura de rebote en cualquier punto del talud, al igual que la localización final de las rocas desprendidas.

Asimismo permite el desarrollo matemático de las leyes de Newton y de la teoría de colisiones o choques, facilitando el cálculo de las trayectorias más probables de la caída de bloques de roca para ciertas condiciones iniciales conocidas (Sánchez, 2015). El programa no toma en cuenta el efecto del tamaño del bloque, la forma ni el momento angular de la roca en los resultados finales, pero tiene la ventaja de que los cálculos se realizan muy rápido y permite incluir distribuciones estadísticas de los parámetros de entrada.

El programa Rocfall está compuesto por tres secciones diferentes: el algoritmo de la partícula, el algoritmo de proyección y el algoritmo de deslizamiento. El algoritmo de la partícula asegura que todos los parámetros de la simulación son válidos, además establece las condiciones iniciales para preparar los algoritmos de proyección y deslizamiento; finalmente realiza el algoritmo de proyección. En el resto de la simulación, se emplean el algoritmo de proyección y el de deslizamiento (hasta que la roca se detiene) (Rocscience, 2014).

Para la modelación con el software Rocfall se usaron los dos perfiles utilizados anteriormente con el programa Slide, Figura 4.1 y

Figura 4.2, además de los siguientes datos:

- Ángulo de fricción: 43° para el S1 y 42° para el S2, estos valores son el promedio de los valores de ángulo de rozamiento del apartado 5.2.2.5 de este trabajo.
- Masa de roca: 100 kg.
- Densidad: 2140 kg/m^3 para el S1 y 2280 kg/m^3 para el S2 siendo estos valor el promedio de la densidad del apartado 5.2.2.1 de este trabajo.
- Número de rocas: 50.
- Velocidad inicial horizontal y vertical: 0 m/s.

El perfil usado en el programa para el Sondeo 1 se muestra en la Figura 4.10 y para el Sondeo 2 en la Figura 4.11:

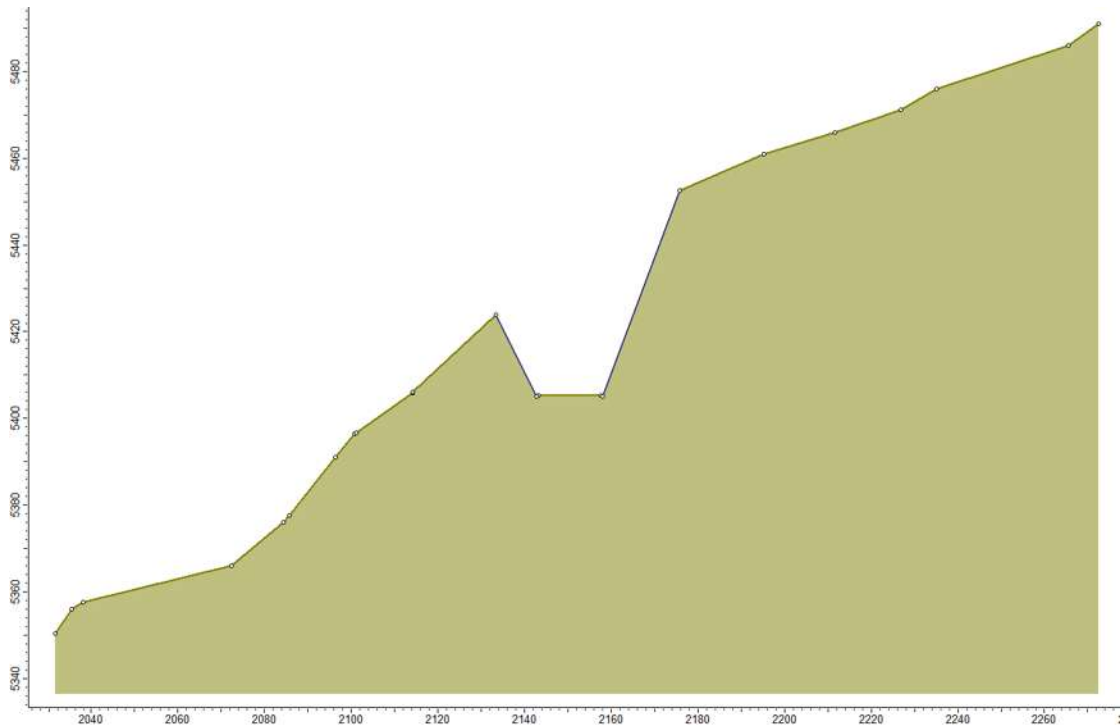


Figura 4.10. Perfil transversal de S1 (2+120) en Rocfall.



Figura 4.11. Perfil transversal de S2 (2+280) en Rocfall

La importancia de este modelo se enfoca principalmente en los posibles caídos de roca que pudieran deslizarse por el talud y caer dentro de la vialidad. Si es

necesario agregar algún tipo de protección, esto se puede hacer en el mismo programa.

5. RESULTADOS

La serie de resultados presentados en este capítulo son los que surgieron a partir de las modelaciones de los softwares descritos en el capítulo 4 de este trabajo. Se divide solamente en dos partes: modelación con datos de los sondeos geotécnicos y modelación del estado actual.

5.1. MODELACIÓN CON DATOS DE SONDEOS GEOTÉCNICOS

La modelación llevada a cabo para los sondeos geotécnicos solamente se realizó en dos softwares: Slide y Rocfall, debido a que los demás modelos dependen de las orientaciones de las discontinuidades visibles sobre el corte.

5.1.1. Slide.

Como ya se mencionó en el capítulo 4.1 de ese trabajo, las modelaciones en el programa Slide se hicieron para 6 condiciones diferentes: Perfil natural, corte sin sismo, corte con sismo, corte con nivel de aguas freáticas (NAF), corte con sismos y NAF, corte con sismo y 80% de la resistencia de la roca. Además de cada una de las condiciones fue analizada por dos métodos: Morgestern-Price y Bishop Simplificado, por lo tanto en la Tabla 5.1 se muestran los resultados de el menor factor de seguridad que muestran estos análisis.

Tabla 5.1. Factores de Seguridad de las modelaciones de los sondeos.

Condición	S1		S2	
	Factor de Seguridad		Factor de Seguridad	
	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price
Perfil natural	2.74	2.75	2.992	2.995
Corte sin sismo	2.821	2.887	2.22	2.649
Corte con sismo	2.237	2.218	1.92	2.047
Corte con NAF	2.131	2.139	1.902	1.966
Corte con sismo y NAF	1.69	1.717	1.611	1.676

Corte con sismo y 80% Resistencia	1.371	1.443	1.175	1.224
-----------------------------------	-------	-------	-------	-------

Con los factores de seguridad de la Tabla 5.1 podemos determinar que, en base a los resultados de las pruebas de laboratorio de los sondeos geotécnicos, el talud es estable para cada una de las condiciones anteriormente presentadas.

En las siguientes figuras se muestran los factores de seguridad menores para cada una de las condiciones estudiadas. De la Figura 5.1 a la se muestran los resultados obtenidos para el S1 (2+120) y de la Figura 5.7 a la los resultados para el S2 (2+280).

En la Figura 5.1 se muestra el perfil natural del talud que pertenece al cadenamiento 2+120, en donde se realizó el S1, se observa que el valor más bajo de FS fue de 2.74 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable.

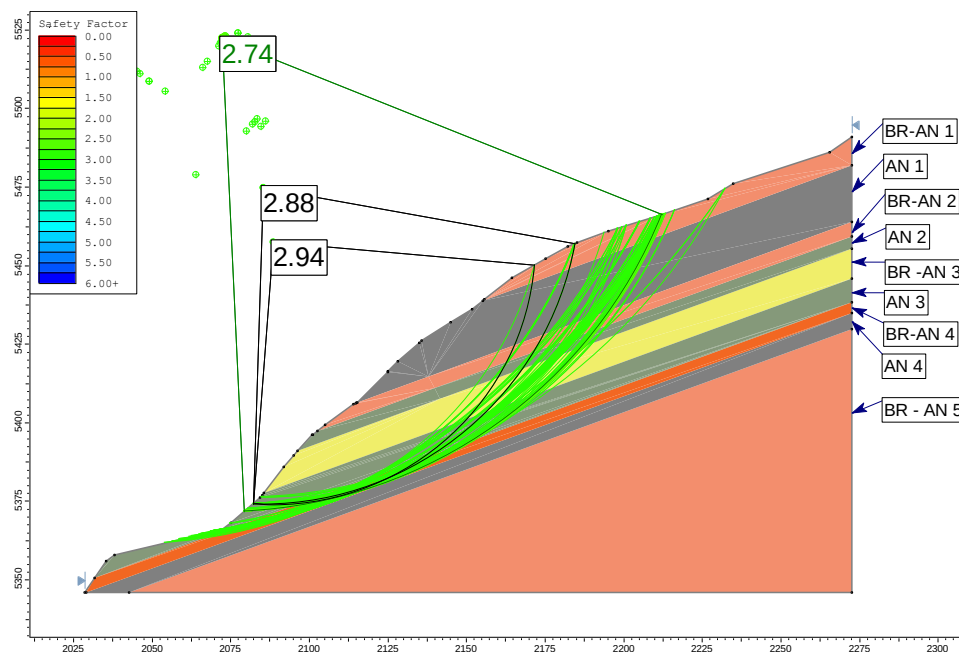


Figura 5.1. Perfil Natural S1 (2+120). Bishop. FS=2.74

En la Figura 5.2 se muestra el corte del cadenamiento 2+120 (S1) sin carga sísmica. Se observa que el valor más bajo de FS fue de 2.82 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable. Y en la Figura 5.3 el mismo corte pero con carga sísmica horizontal de 0.147, lo cual nos da un valor de FS de 2.218 con el método de Morgenstern-Price, por lo que el talud sigue siendo estable.

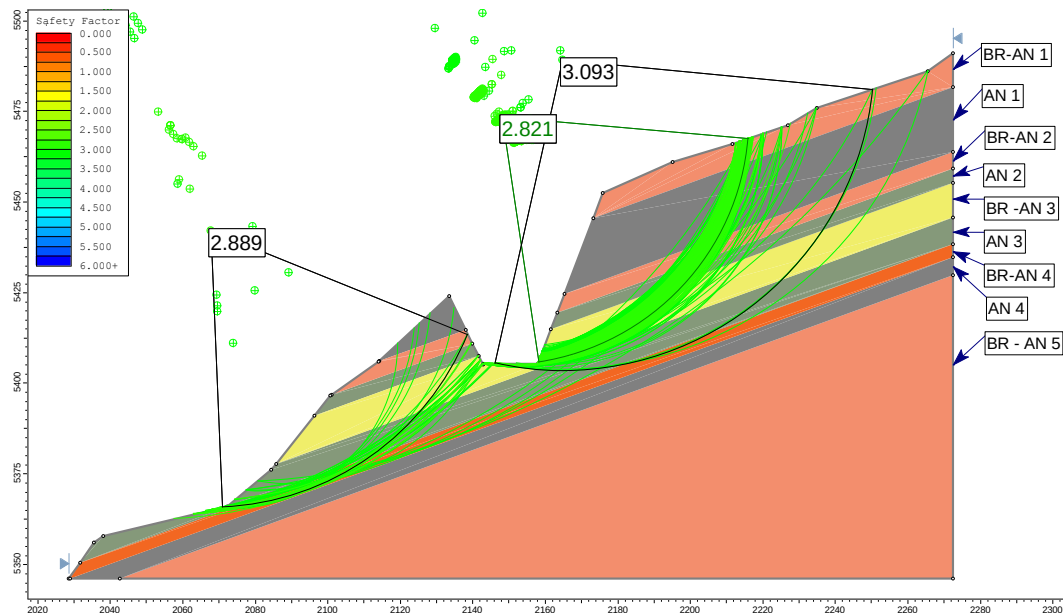


Figura 5.2. Corte sin sismo S1 (2+120). Bishop. FS=2.821

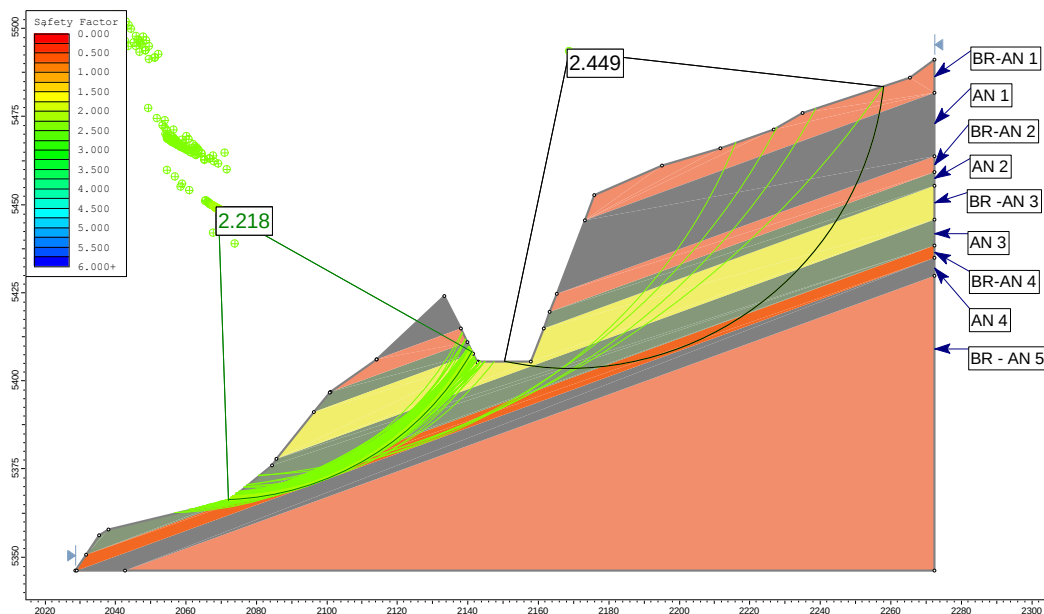


Figura 5.3. Corte con sismo S1 (2+120). Morgenstern-Price. FS=2.218

En la Figura 5.4 se muestra el corte del cadenamiento 2+120 (S1) con un NAF. Se observa que el valor más bajo de FS fue de 2.131 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable. Y en la Figura 5.5 el mismo corte pero con carga sísmica horizontal de 0.147, lo cual nos da un valor de FS de 1.69 con el método de Bishop, por lo que el talud sigue siendo estable.

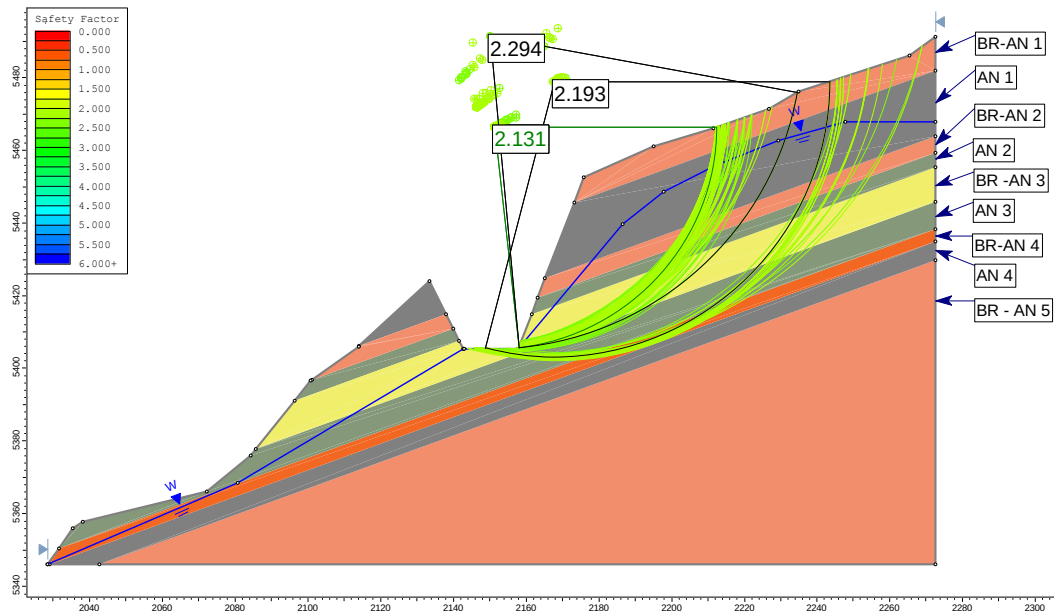


Figura 5.4. Corte con NAF S1 (2+120). Bishop. FS=2.131

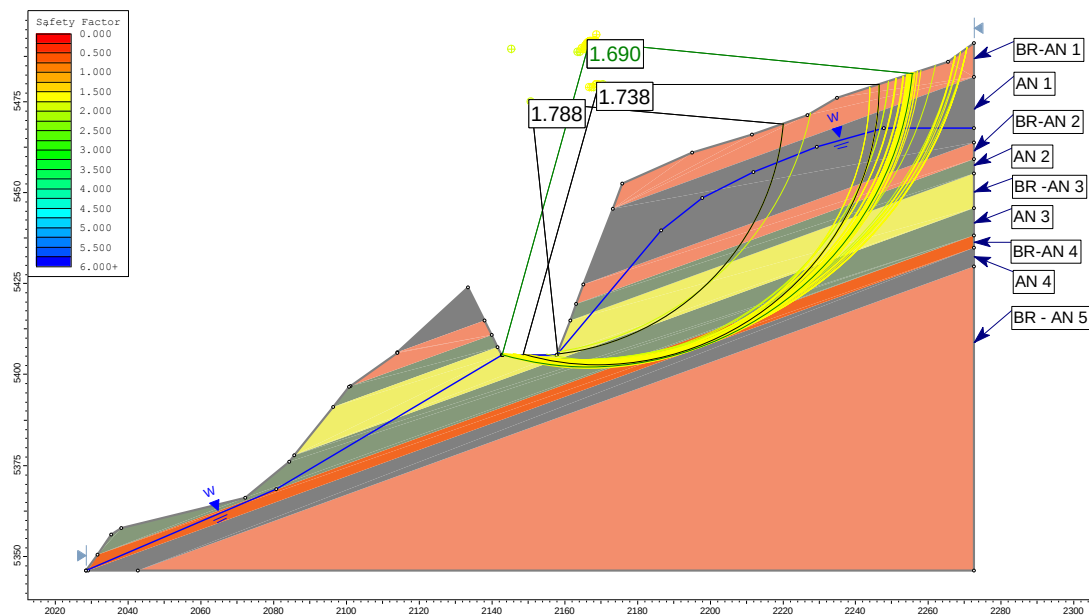


Figura 5.5. Corte con sismo y NAF S1 (2+120). Bishop. FS=1.69

En la Figura 5.6 se muestra el corte del cadenamiento 2+120 (S1) con carga sísmica y 80% de la resistencia, se observa que el valor más bajo de FS fue de 1.371 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable. Y en la Figura 5.7 se muestra el perfil natural del talud del cadenamiento 2+280 (S2), se observa que el valor de FS es de 2.992 con el método de Bishop, por lo que el talud natural es estable.

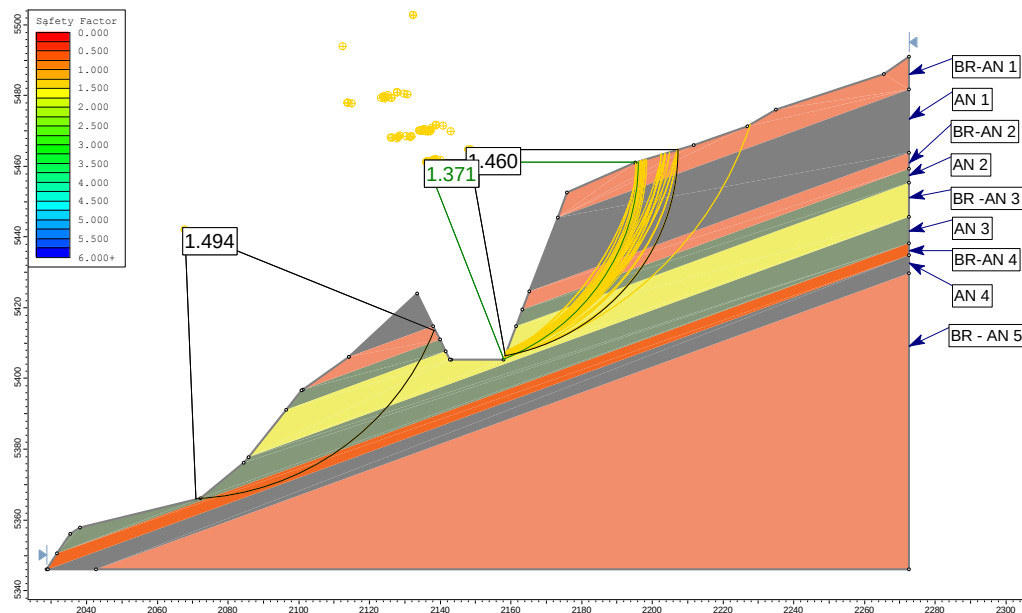


Figura 5.6. Corte con sismo y 80% de la resistencia de la roca S1 (2+120). Bishop. FS=1.371

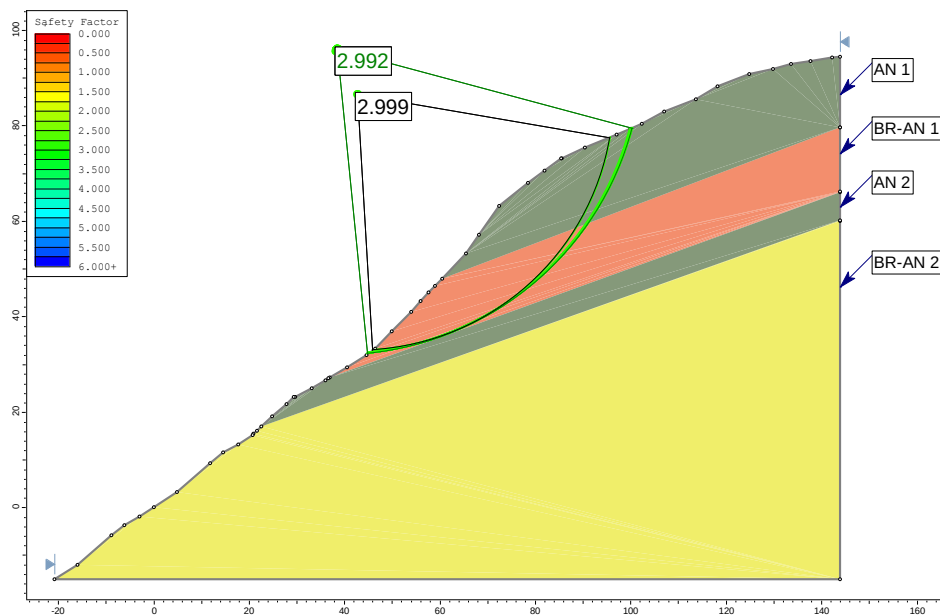


Figura 5.7. Perfil Natural S2 (2+280). Bishop. FS=2.992

En la Figura 5.8 se muestra el corte del cadenamiento 2+280 (S2) sin carga sísmica. Se observa que el valor más bajo de FS fue de 2.22 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable. Y en la Figura 5.9 el mismo corte pero con carga sísmica horizontal de 0.147, lo cual nos da un valor de FS de 1.92 con el método de Bishop, por lo que el talud sigue siendo estable.

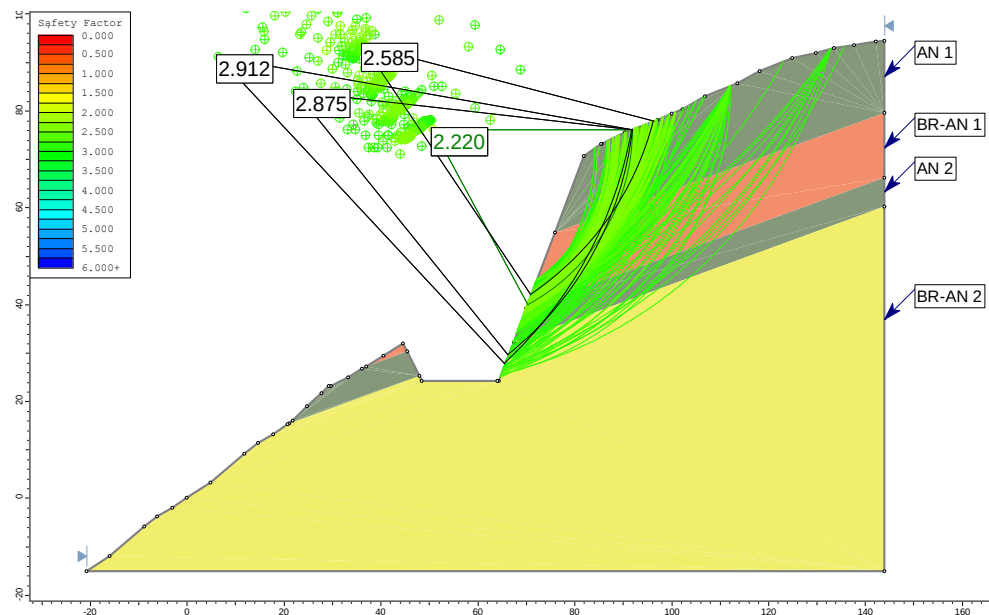


Figura 5.8. Corte sin sismo S2 (2+280). Bishop. FS=2.22

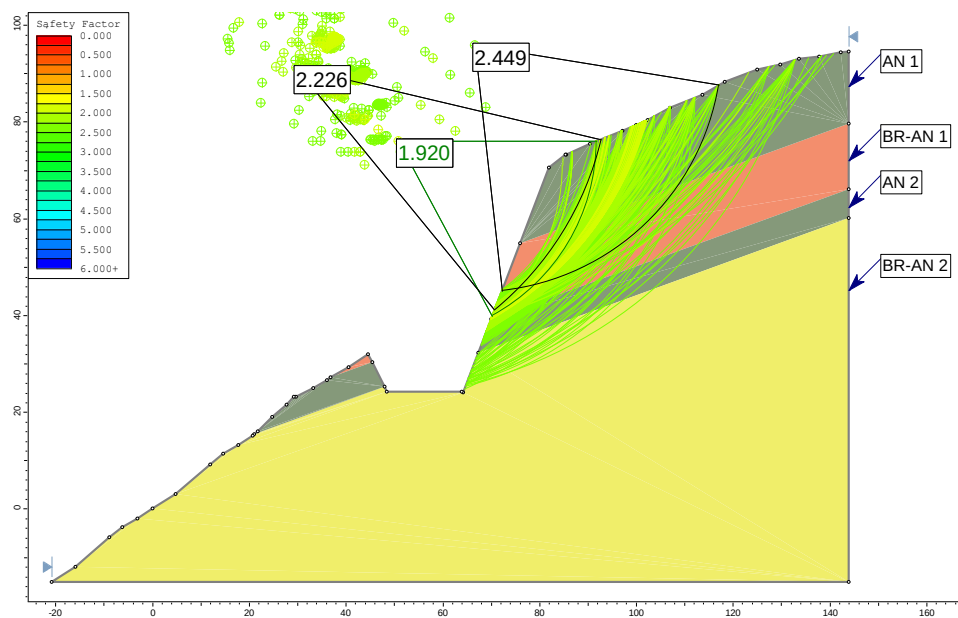


Figura 5.9. Corte con sismo S2 (2+280). Bishop. FS=1.92

En la Figura 5.10 se muestra el corte del cadenamiento 2+120 (S1) con un NAF. Se observa que el valor más bajo de FS fue de 1.902 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable. Y en la Figura 5.11 el mismo corte pero con carga sísmica horizontal de 0.147, lo cual nos da un valor de FS de 1.611 con el método de Bishop, por lo que el talud sigue siendo estable.

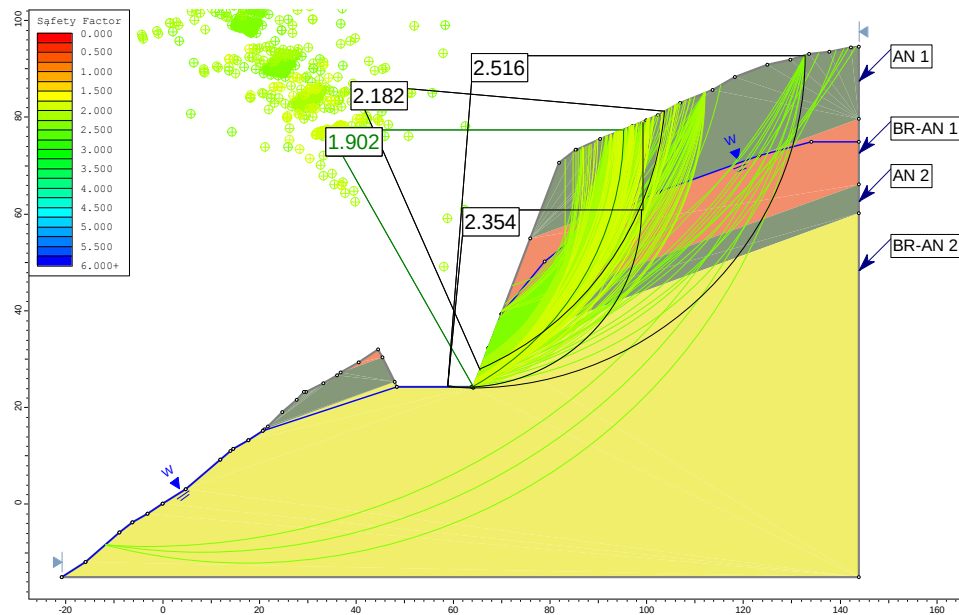


Figura 5.10. Corte con NAF S2 (2+280). Bishop. FS=1.902

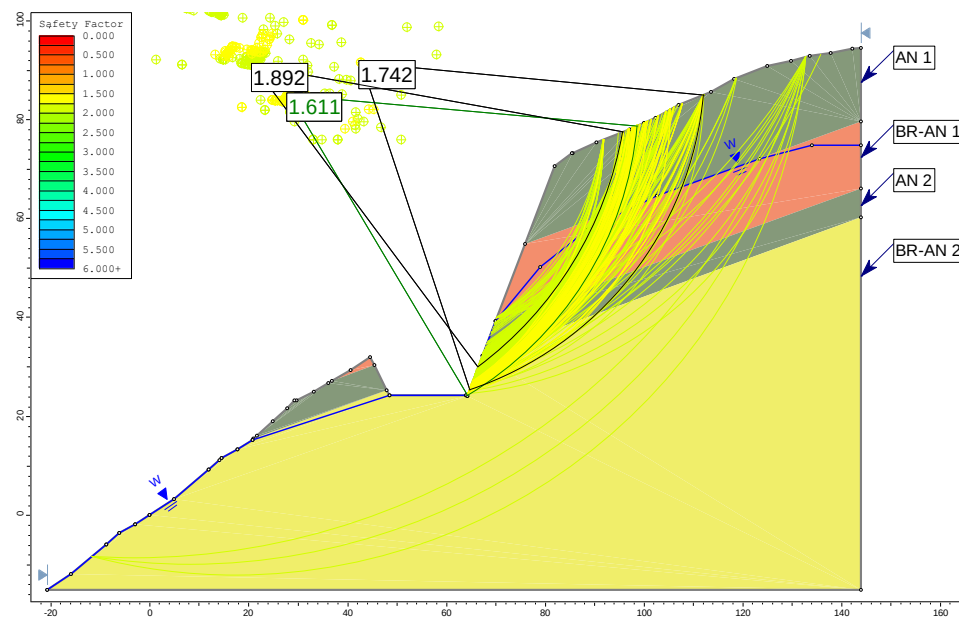


Figura 5.11. Corte con sismo y NAF S2 (2+280). Bishop. FS=1.611

Y por último se tiene en la Figura 5.6 el corte del cadenamiento 2+120 (S1) con carga sísmica y 80% de la resistencia, se observa que el valor más bajo de FS fue de 1.175 por el método de Bishop, lo que nos indica que este talud es estable.

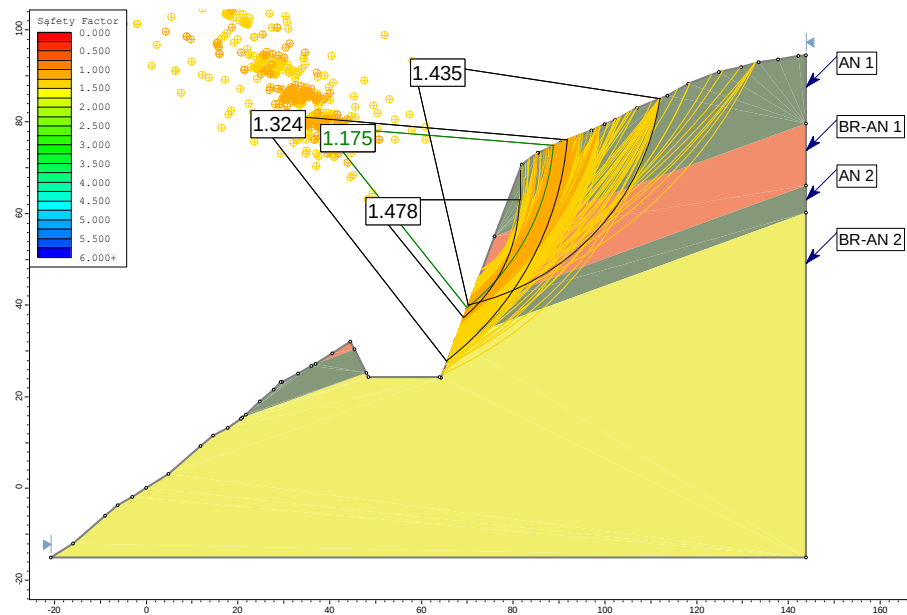


Figura 5.12. Corte con sismos y 80% de la resistencia de la roca S2 (2+280). Bishop. FS=1.175

5.1.2. Rocfall.

La modelación en Rocfall se llevo acabo siguiendo lo descrito en el capítulo 4.6. de este trabajo, el resultado de la modelación del S1 se muestran en la Figura 5.13, donde se observa que en el talud del lado izquierdo las rocas no pasaron de los 31 cm después de la cuneta y en el talud del lado derecho no pasan de la cuneta; mientras que el resultado del Sondeo 2 se muestra en la Figura 5.14 y se observa que las rocas no pasan de las cunetas en ninguno de los taludes.



Figura 5.13. Resultados en Rocfall para S1.



Figura 5.14. Resultados en Rocfall para S2.

5.2. MODELACIÓN CON DATOS DEL ESTADO ACTUAL

La modelación con los datos del estado actual se hizo necesaria al observar el estrato de arcilla encontrado entre los estratos de roca. Una vez obtenidos sus valores mediante las prueba de laboratorio del capítulo 3.2 y siguiendo el procedimiento para modelado del capítulo 4, se pudieron obtener valores diferentes de FS para los mismos modelos como se muestra en los capítulos siguientes.

5.2.1. Slide.

Los resultados de la modelación con el programa Slide de los taludes en su estado actual se muestran en la Tabla 5.2 para el S1 y en la Tabla 5.3 para el sondeo 2, en donde los resultados se dividen en cuatro columnas 2 para falla circular y dos para falla no circular y cada una con un ángulo de fricción interna de la arcilla de 0° y 25° para cada tipo de falla.

Se observa que en la Tabla 5.2 los valores de FS del S1 son menores cuando se busca una falla circular, así como también que el cambio de ángulo de fricción no influye mucho dentro de las fallas circulares pero si en las fallas de bloques (no circulares).

Tabla 5.2. Factores de seguridad de las modelaciones del sondeo 1, después del corte.

S1								
Condición	Falla Circular, $\phi=0$		Falla Circular, $\phi=25$		Falla No Circular, $\phi=0$		Falla No Circular, $\phi=25$	
	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price
Perfil natural	2.72	2.74	2.72	2.79	5.32	5.26	5.53	5.60
Corte sin sismo	2.50	2.79	2.50	2.79	3.97	3.97	4.82	4.68
Corte con sismo	2.16	2.22	2.15	2.22	2.95	3.24	3.74	3.88
Corte con NAF	1.90	1.90	1.89	1.94	3.86	3.85	4.38	4.37
Corte con sismo y NAF	1.57	1.73	1.56	1.53	2.91	2.90	3.33	3.39
Corte con sismo y 80% Resistencia	1.49	1.61	1.49	1.61	2.65	2.78	2.65	2.78

En la Tabla 5.3 tenemos el mismo comportamiento mencionado en la tabla anterior, aunque para el S2 los valores de FS para fallas no circulares disminuyeron en comparación con los del S1.

Tabla 5.3. Factores de seguridad de las modelaciones del sondeo 2, después del corte.

S2								
Condición	Falla Circular, $\phi=0$		Falla Circular, $\phi=25$		Falla No Circular, $\phi=0$		Falla No Circular, $\phi=25$	
	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price	Bishop	Morgestern-Price
Perfil natural	3.07	3.07	3.07	3.07	3.65	3.67	3.66	3.68
Corte sin sismo	2.35	2.69	2.37	2.70	3.14	3.45	3.16	3.35
Corte con sismo	2.04	2.13	2.05	2.12	2.60	2.70	2.60	2.72
Corte con NAF	1.57	1.55	1.55	1.53	3.00	3.20	3.00	3.12
Corte con sismo y NAF	1.31	1.48	1.29	1.35	2.32	2.56	2.32	2.62
Corte con sismo y 80% Resistencia	1.44	1.67	1.43	1.60	1.87	1.91	1.87	1.91

Como los valores de ángulo de fricción interna de 0° no son representativos de lo que existe en campo, a continuación se presentan solamente los 4 modelos con el menor FS para cada uno de los casos en donde se tiene un ángulo de fricción interna de la arcilla de 25° .

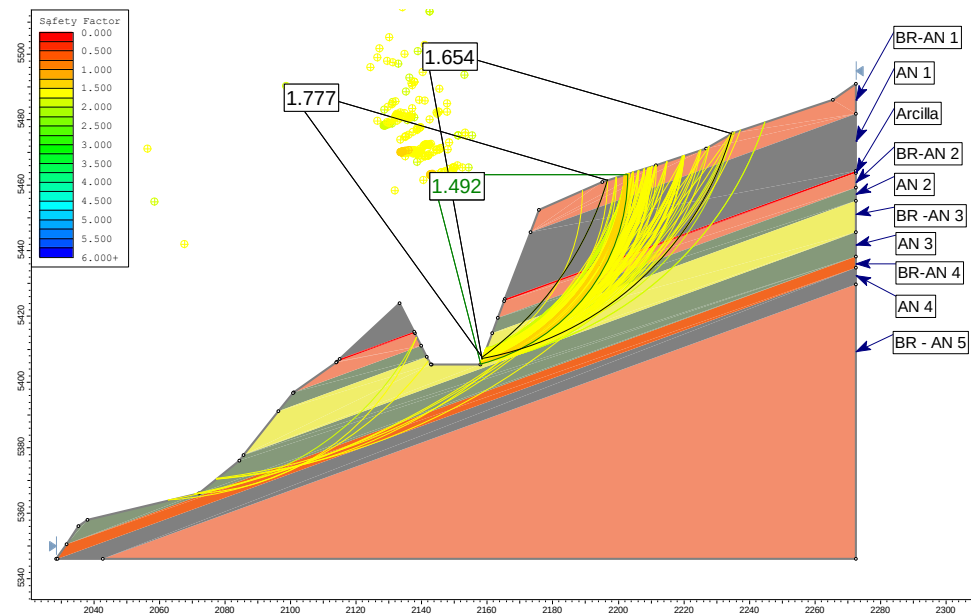


Figura 5.15. Falla circular con sismo y 80% de la resistencia de la roca del S1 (2+120). Bishop.
FS= 1.492

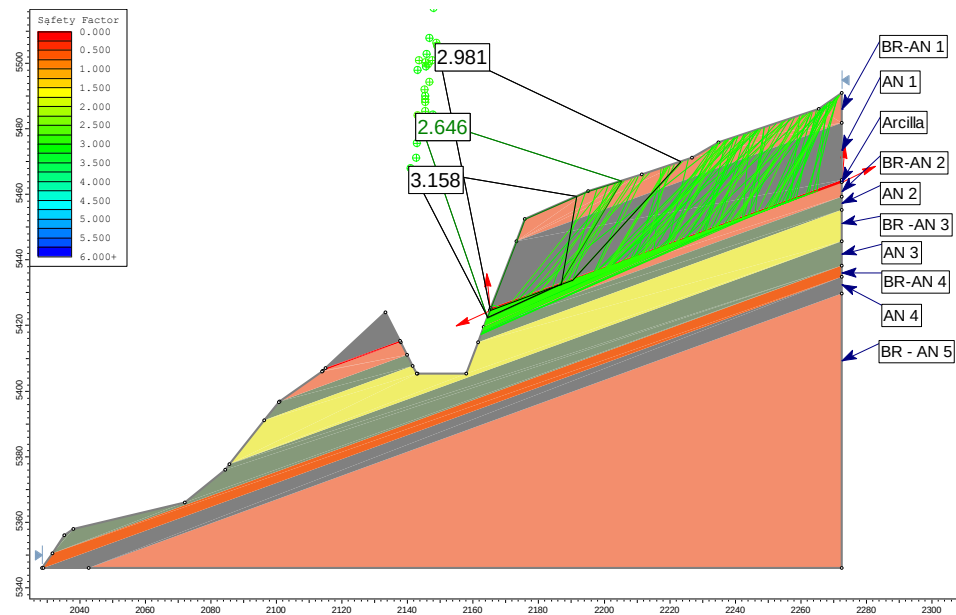


Figura 5.16. Falla no circular con sismo y 80% de la resistencia de la roca del S1 (2+120). Bishop.
FS= 2.646

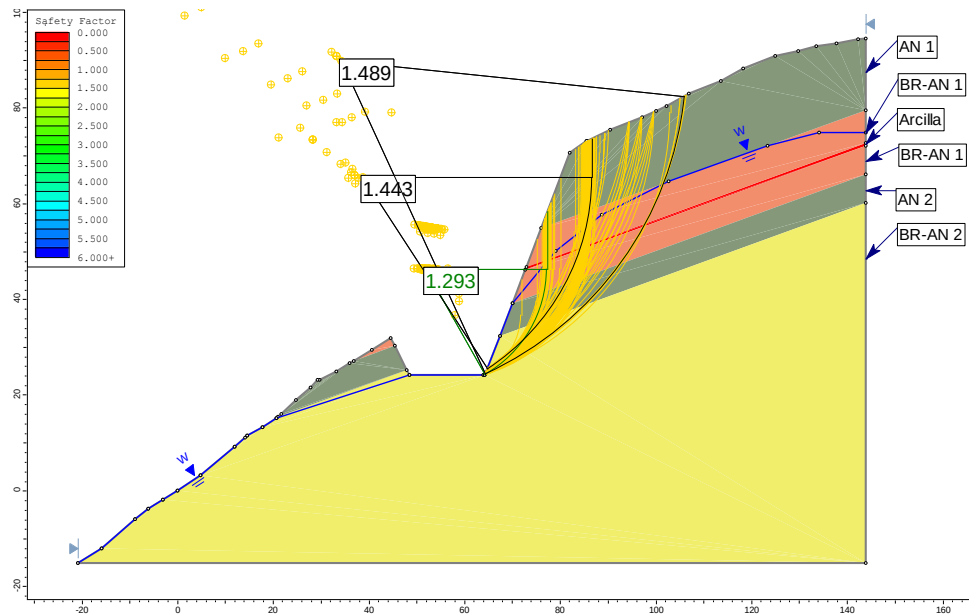


Figura 5.17. Falla circular con sismo y NAF del S2 (2+280). Bishop. FS= 1.293

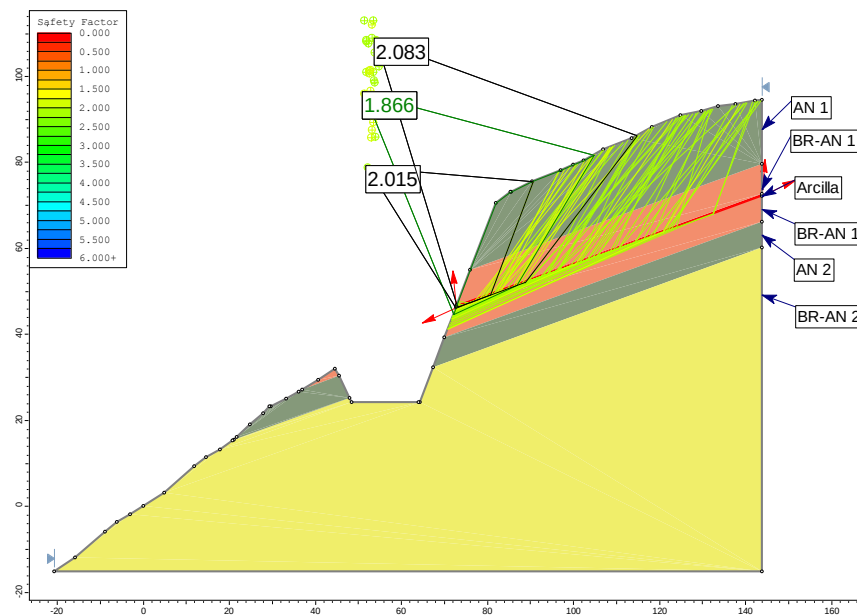


Figura 5.18. Falla no circular con sismo y 80% de la resistencia de la roca del S2 (2+280). Bishop.
FS= 1.866

De acuerdo al programa Slide y basándose en el tipo de falla circular y en bloque, los factores de seguridad son superiores a 1 y por lo tanto se considera que el talud es estable bajo las condiciones modeladas.

5.2.2. Dips.

Para saber si las discontinuidades principales del talud nos generarán alguna falla de tipo planar, cuña o vuelco realizamos la modelación en el programa Dips, dándonos como resultado la cantidad de tipos de movimiento generadas en cada uno de los taludes como se muestra en la Tabla 5.4. En donde en el talud 1 se tienen 1 movimiento planar, 1 de cuña y 1 de vuelco, en el talud 2 solamente se muestra 1 movimiento de tipo vuelco y en el talud 3 se presentan 5 movimientos de cuña. Cada una de los análisis cinemáticos se presentan en las figuras a continuación.

Tabla 5.4. Cantidad de movimientos en los taludes.

Tipo de Movimiento	T1	T2	T3
Planar	1	0	0
Cuña	1	0	5
Vuelco	1	1	0

En la Figura 5.19 se muestra el análisis cinemático de la falla planar para el talud 1, y se observa que un polo se encuentra dentro de la zona crítica, por lo tanto se tiene que revisar más a detalle en el programa Rocplane para conocer el FS de esta falla.

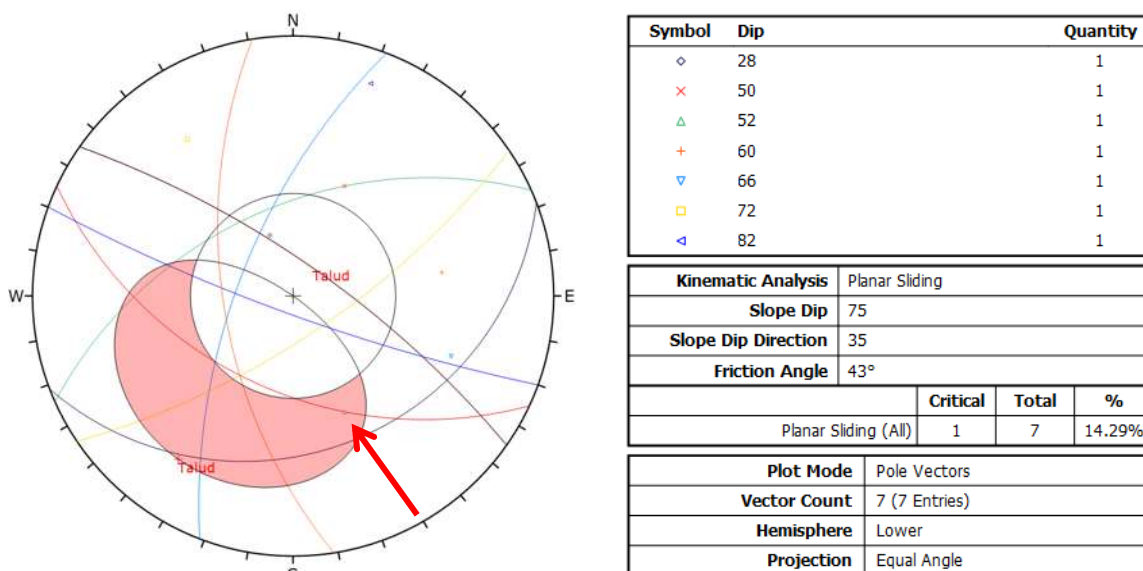


Figura 5.19. Análisis cinemático de falla planar en T1.

En la Figura 5.20 se muestra el análisis cinemático de la falla en cuña para el talud 1, y se observa que una intersección se encuentra dentro de la zona crítica,

por lo tanto se tiene que revisar más a detalle en el programa Swedge para conocer el FS de esta falla.

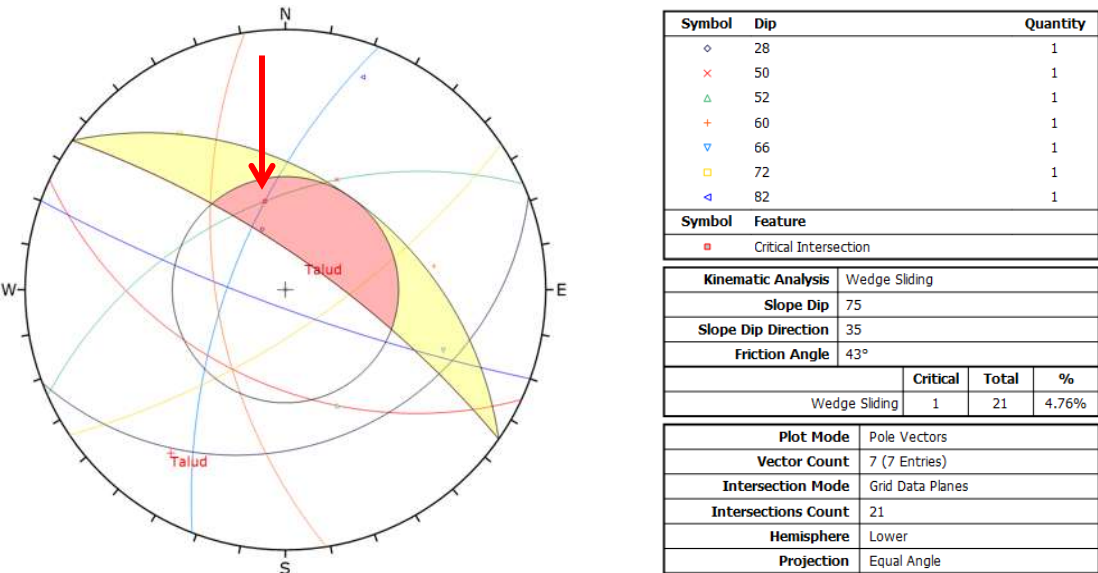


Figura 5.20. Análisis cinemático de falla en cuña en T1.

En la Figura 5.21 se muestra el análisis cinemático de la falla por vuelco para el talud 1, y se observa que un polo se encuentra dentro de la zona crítica, por lo tanto se tiene que revisar más a detalle en el programa RocTopple para conocer el FS de esta falla.

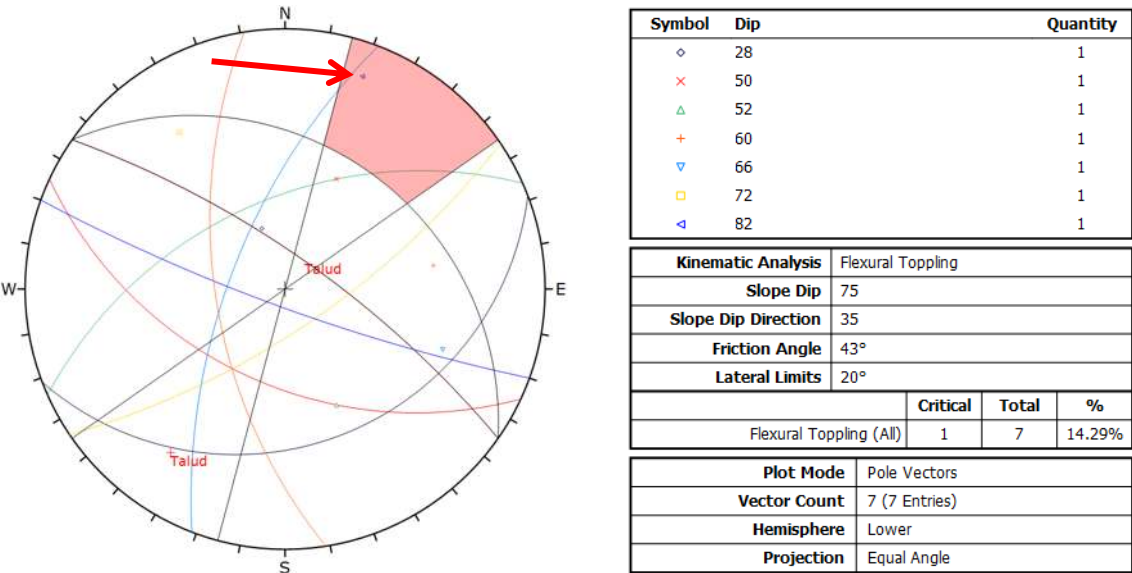


Figura 5.21. Análisis cinemático de vuelco en T1.

En la Figura 5.22 se muestra el análisis cinemático de la falla planar para el talud 2, y se observa que no se encontró ningún polo dentro de la zona crítica, por lo que no es necesario revisarlo a detalle en otro software.

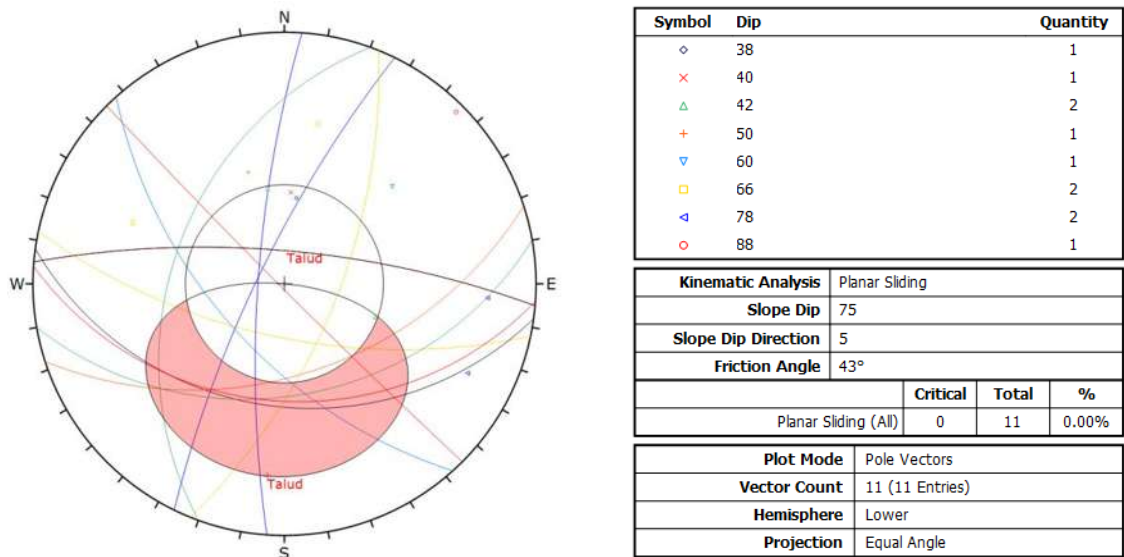


Figura 5.22. Análisis cinemático de falla planar en T2.

En la Figura 5.23 se muestra el análisis cinemático de la falla en cuña para el talud 2, y se observa no se encontró ninguna intersección dentro de la zona crítica, por lo que no es necesario modelar en otro software.

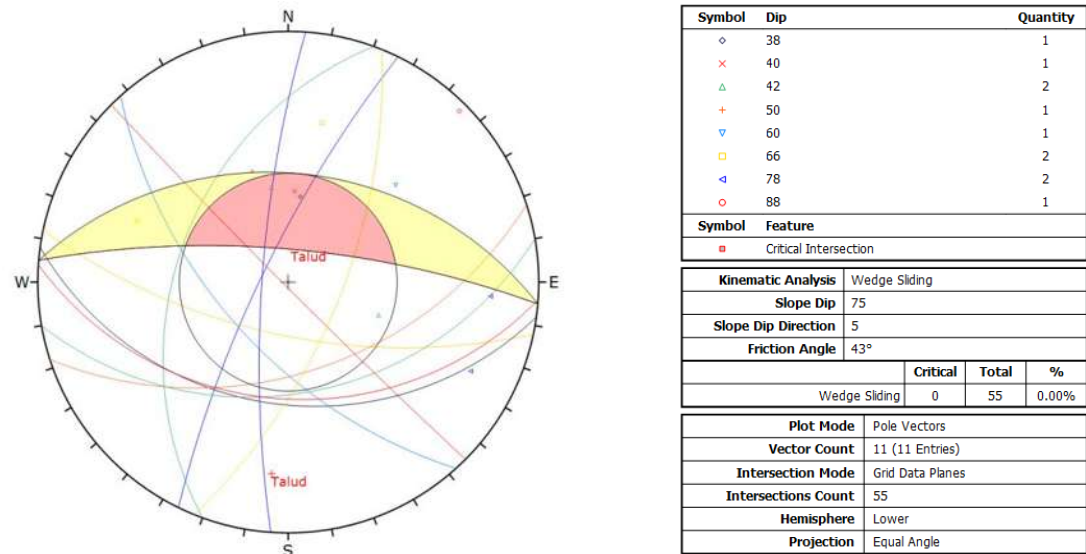


Figura 5.23. Análisis cinemático de falla en cuña en T2.

En la Figura 5.24 se muestra el análisis cinemático de la falla por vuelco para el talud 2, y se observa que un polo se encuentra dentro de la zona crítica, por lo tanto se tiene que revisar más a detalle en el programa RocTopple para conocer el FS de esta falla.

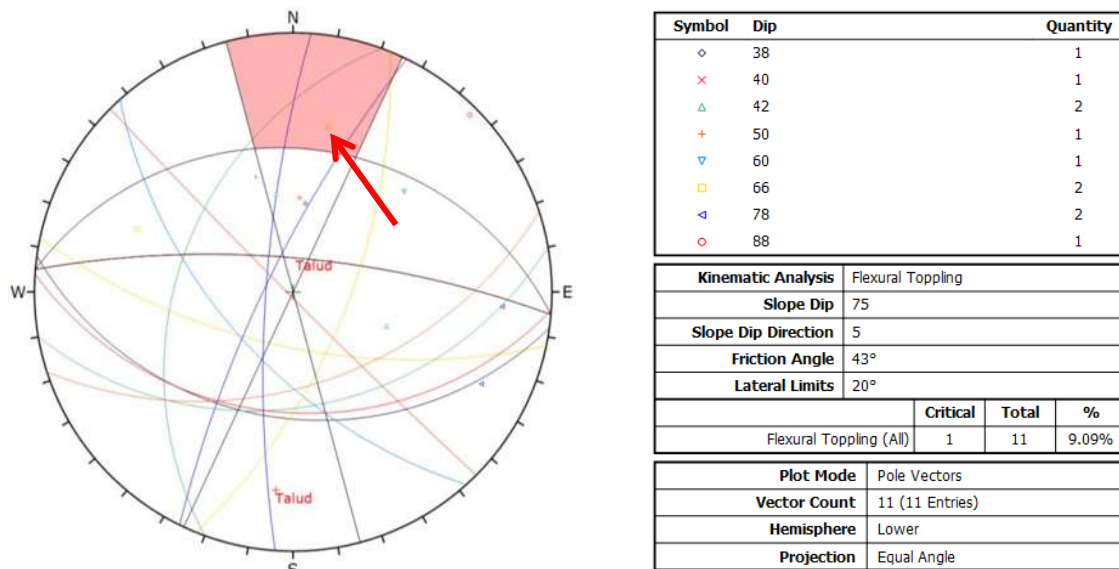


Figura 5.24. Análisis cinemático de vuelco en T2.

En la Figura 5.25 se muestra el análisis cinemático de la falla planar para el talud 3, y se observa que no se encontró ningún polo dentro de la zona crítica, por lo que no es necesario revisarlo a detalle en otro software.

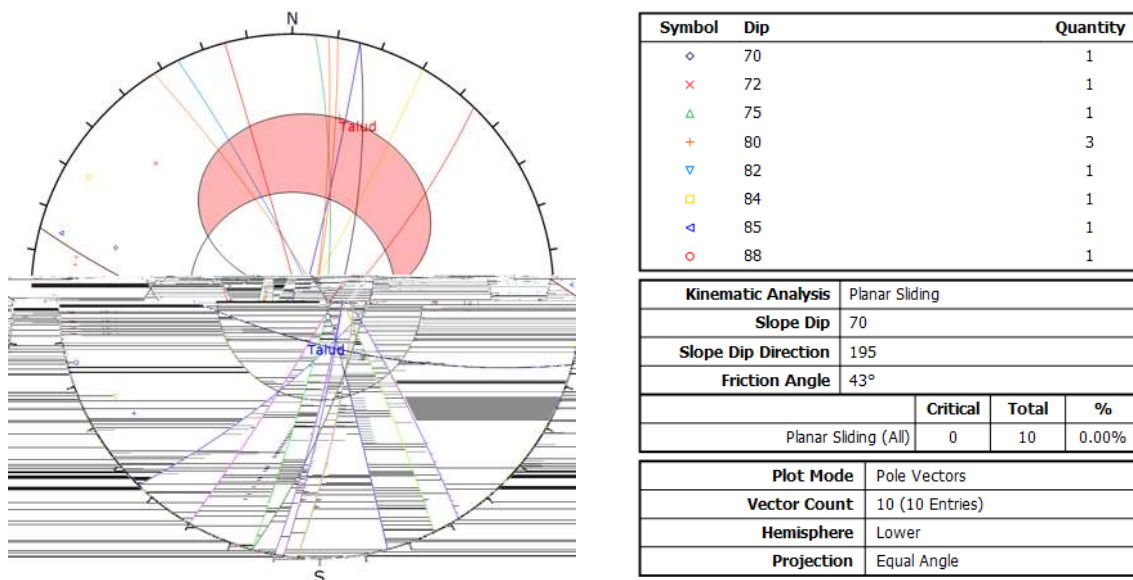


Figura 5.25. Análisis cinemático de falla planar en T3.

En la Figura 5.26 se muestra el análisis cinemático de la falla en cuña para el talud 3, y se observa que 5 intersecciones se encuentran dentro de la zona crítica, por lo tanto se tienen que revisar más a detalle en el programa Swedge para conocer el FS de estas falla.

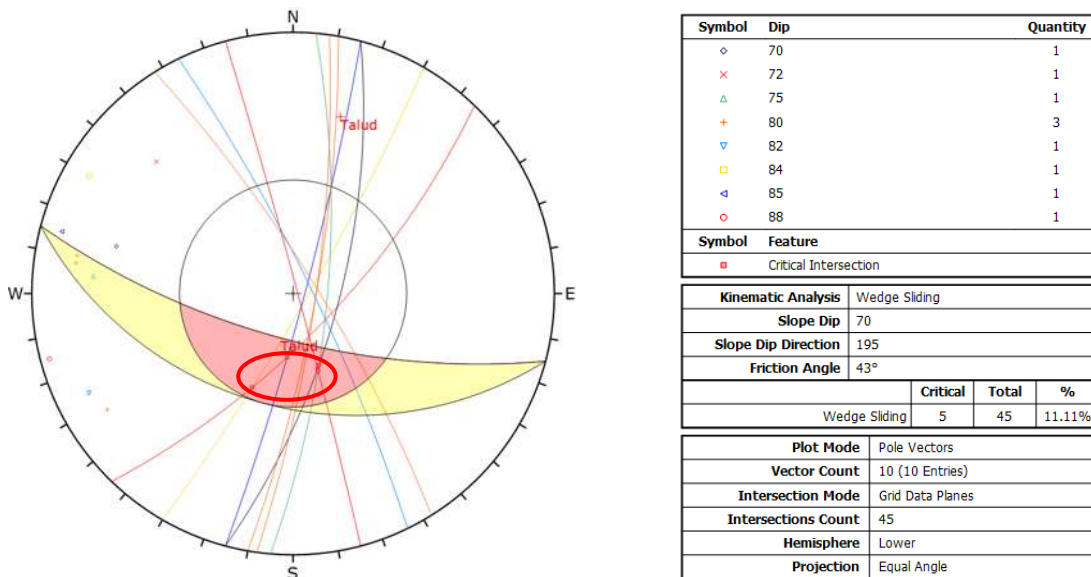


Figura 5.26. Análisis cinemático de falla en cuña en T3.

En la Figura 5.27 se muestra el análisis cinemático de la falla por vuelco para el talud 3, y se observa que ningún polo se encuentra dentro de la zona crítica, por lo tanto no es necesaria su posterior modelación en RocTopple.

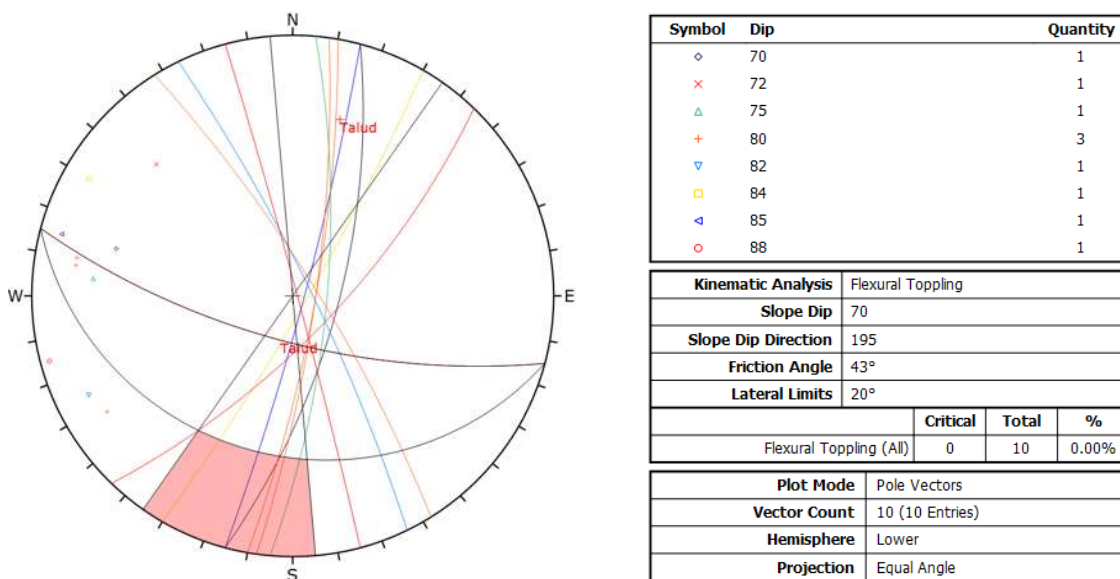


Figura 5.27. Análisis cinemático de vuelco en T3.

5.2.3. Rocplane.

El talud 1 era el único que tenía una probabilidad de falla planar. Los datos utilizados para la modelación en Slide, así como el procedimiento se encuentran en el capítulo 4.3 de este trabajo. El programa muestra un esquema en 3D de la

falla a partir de los datos introducidos, Figura 5.28, dando como resultado un factor de seguridad de 2.41, por lo que el T1 es estable por falla planar.

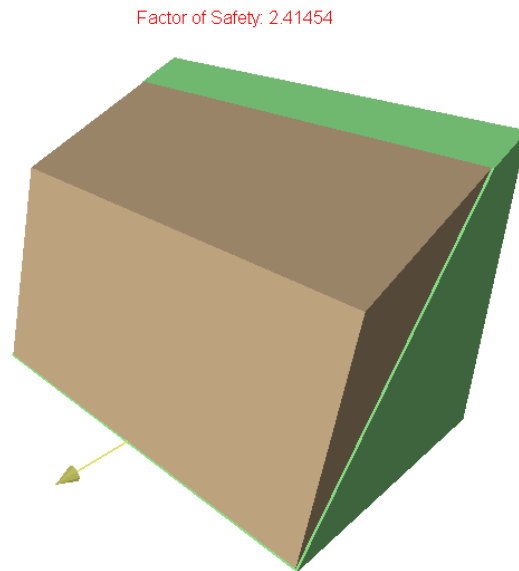


Figura 5.28. Modelación de T1 en Slide, FS=2.41

5.2.4. Swedge.

De acuerdo al análisis cinemático del T1 se obtuvo que tiene una probabilidad de tener falla planar por una intersección de dos discontinuidades, mientras que para el T3 se tuvieron 5 intersecciones.

En la Figura 5.29 se muestra del lado izquierdo el resultado en 3D del bloque en cuña formado por la intersección de las discontinuidades en el T1, generando un FS de 2.226; mientras que en el lado derecho se presenta la primer pareja de discontinuidades que intersectan en el T3, la cual se nombró T3-1, y se obtiene un FS de 3.169, siendo ambas fallas estables.

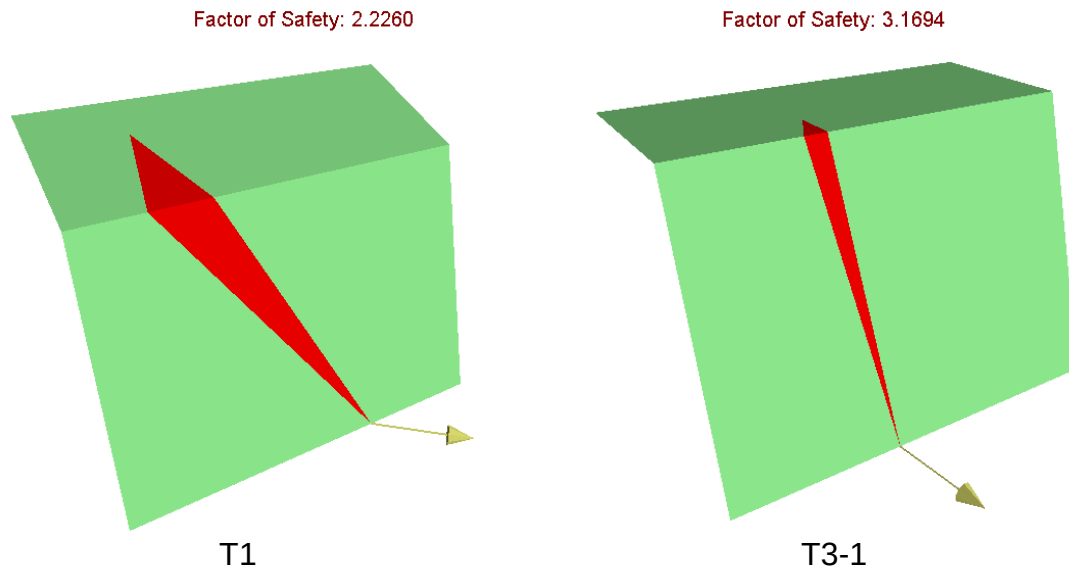


Figura 5.29. Modelación de T1 y T3-1 en Swedge.

En la Figura 5.30 se observan dos parejas de discontinuidades que intersectan entre sí generando una falla en cuña en el T3, del lado izquierdo se presenta un FS de 10.16 en T3-2 y del lado derecho un FS de 4.1249 en T3-3; dando como resultado que ambas fallas son estables.

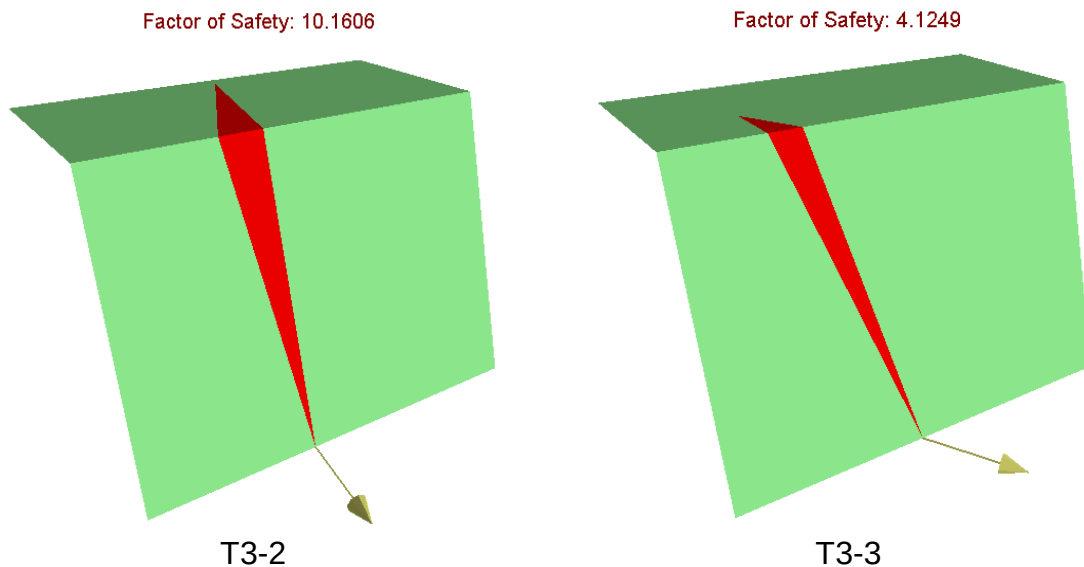


Figura 5.30. Modelación de T3-2 y T3-3 en Swedge.

En la Figura 5.31 se presentan las últimas dos parejas de discontinuidades que intersectan formando una falla en cuña en el T3, del lado izquierdo se genera un FS de 10.82 en T3-4 y del lado derecho un FS de 6.36 en T3-5; siendo ambas fallas estables.

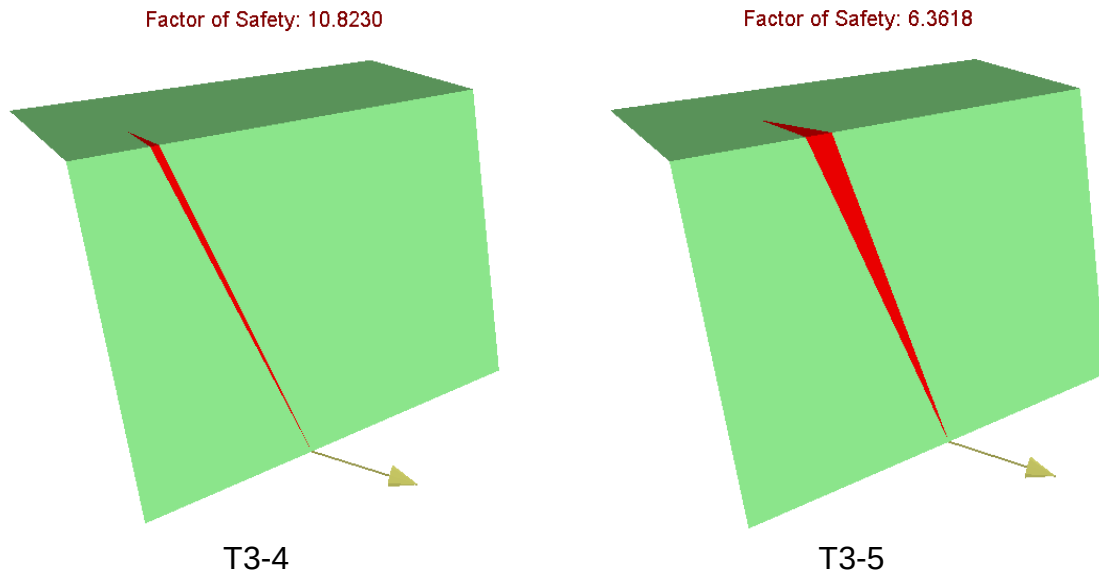


Figura 5.31. Modelación de T3-4 y T3-5 en Swedge.

5.2.5. Roctopple.

El programa Dips en su análisis cinemático nos muestra que para el T1 existe una discontinuidad que puede tener probabilidad de volcamiento, así como otra para el T2.

En la Figura 5.32 se muestra el resultado del modelo de falla por volcamiento para el T1, teniendo como resultado un FS de 18.348.

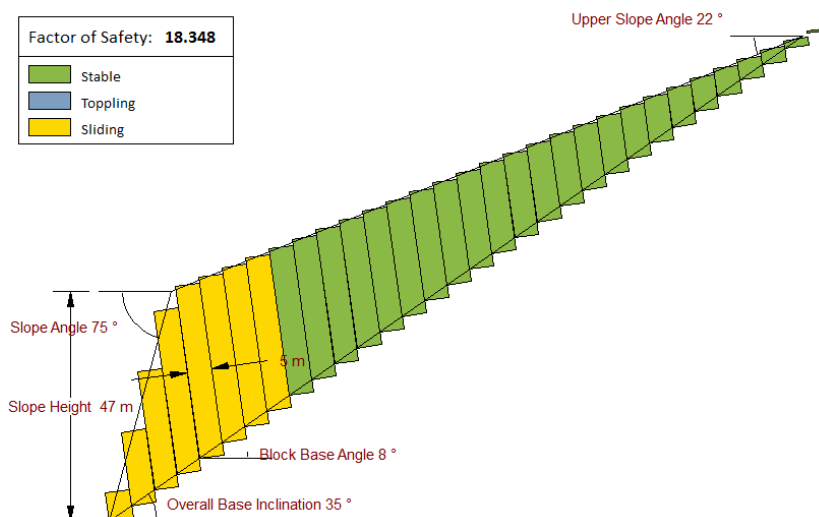


Figura 5.32. Modelación de T1 en Roctopple.

En la Figura 5.35 se muestra el resultado del modelo de falla por volcamiento para el T2, teniendo como resultado un FS de 1.586.

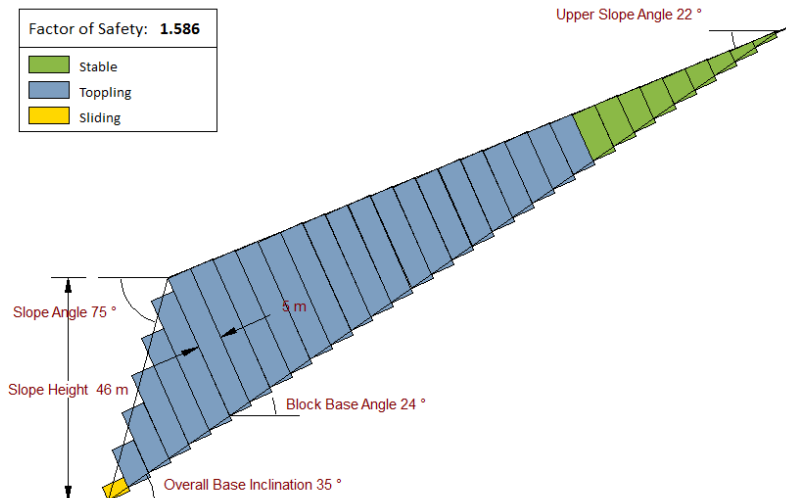


Figura 5.33. Modelación de T2 en RocTopple.

5.3. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

La diferencia de resultados de Factor de Seguridad entre los modelos del talud con los datos de los sondeos geotécnicos y los modelos con los datos del estado actual están influenciados principalmente por tres factores: el GSI, el valor de disturbancia y por el estrato de arcilla. En la Tabla 5.5 se agregaron los valores más bajos de factor de seguridad para cada caso en particular de falla circular.

Tabla 5.5. Factor de seguridad por condición en sondeos geotécnicos y estado actual.

Condición	Factor de Seguridad			
	S1		S2	
	Sondeo Geotécnico	Estado actual	Sondeo Geotécnico	Estado actual
Perfil Natural	2.74	2.72	2.992	3.07
Corte sin sismo	2.82	2.50	2.22	2.37
Corte con sismo	2.22	2.15	1.92	2.05
Corte con NAF	2.13	1.89	1.902	1.53
Corte con sismo y NAF	1.69	1.53	1.611	1.29
Corte con sismo y 80% de resistencia	1.37	1.49	1.175	1.43

A pesar de que los resultados de las modelaciones hayan concluido que el talud es estable, hay ciertas medidas que se deben de tomar debido a que existen características que hay que considerar también, como que se encuentra en una zona de deslizamientos antiguos, así como también está cerca de una falla geológica y es una obra de gran importancia para la ciudad que tendrá un tránsito elevado.

Las medidas consideradas pertinentes para la estabilización del corte se presentan a continuación:

1. Antes de iniciar los trabajos se colocará un tratamiento de concreto lanzado primario para evitar caídos e intemperismo en toda la parte superior hasta 1 metro abajo del último estrato suave.
2. En toda el área debe de colocarse una malla de triple torsión que debe de está sujeta en la parte superior del cero del corte con anclas de 1.5 m de longitud colocadas al menos a cada cuatro metros.
3. Se debe de colocar una línea de anclaje de 15.0 m en la parte superior a un metro abajo del cero del corte y una separación de 4 m entre sí. Las anclas deben de estar colocadas con una lechada de cemento con relación agua/cemento de 0.5. El diámetro de estas anclas debe de ser de 1 1/2".
4. Colocación de anclajes sistemáticos de 12 m de longitud colocadas con separaciones de 4 m entre sí y con una disposición en tresbolillo en la zona superior. Las anclas deben de estar colocadas con una lechada de cemento con relación agua/cemento de 0.5. El diámetro de estas anclas debe de ser de 1".
5. En las zonas donde se presenta roca más deteriora colocar 2" de concreto lanzado. Se deben de colocar microdrenes @ 4m en la parte inferior de la zona donde se colocó el concreto de 2", los micro drenes son pequeños tubos que solo atraviesan el concreto lanzado y ayudan a liberar la presión del poro que se pueda presentar por infiltración en la zona, y drenes de penetración a cada 4m de una longitud de 12 m de longitud.
6. Drenaje superficial con revestimiento, contracunetas, cunetas conectadas adecuadamente al drenaje superficial, en todas las secciones.

Como un ejemplo de estas medidas, el programa Slide nos permite modelar el anclaje recomendado. A los modelos de cada sondeo con el menor FS se les agregaron anclas de 12 m separadas a cada 4 m.

En la Figura 5.34 se observa que el valor de FS ahora es 1.50 cuando antes se tenía un valor de 1.49, no aumentó mucho, pero esto da mayor confiabilidad en la estabilidad. Y en la Figura 5.35 se observa que el valor de FS ahora es 1.45 cuando antes se tenía un valor de 1.29, el factor de seguridad aumento 12%.

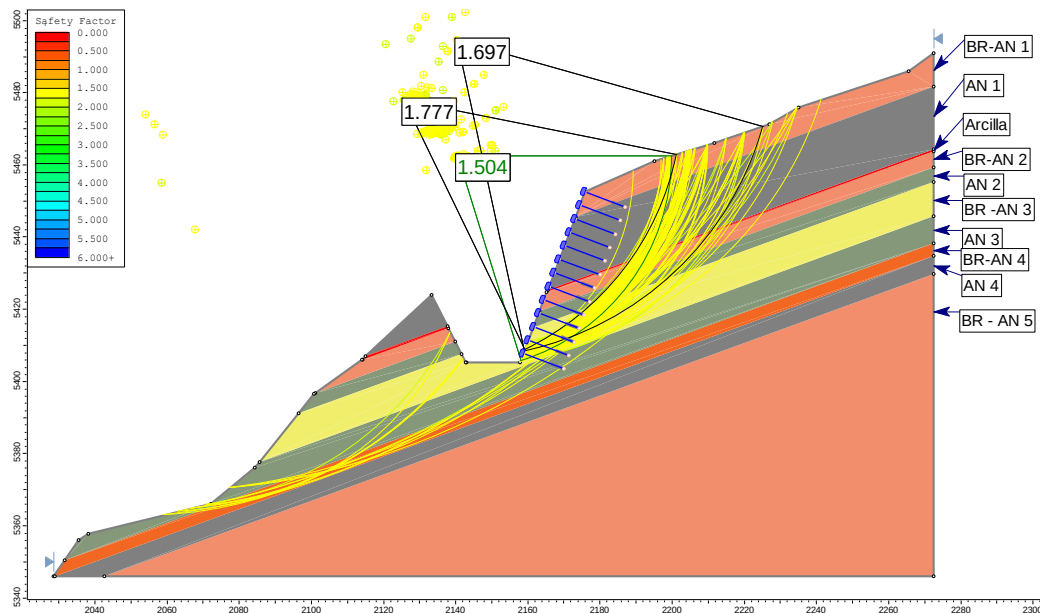


Figura 5.34. Estado actual del talud del S1 con el 80% de la resistencia de la roca y anclas. Bishop. FS=1.504

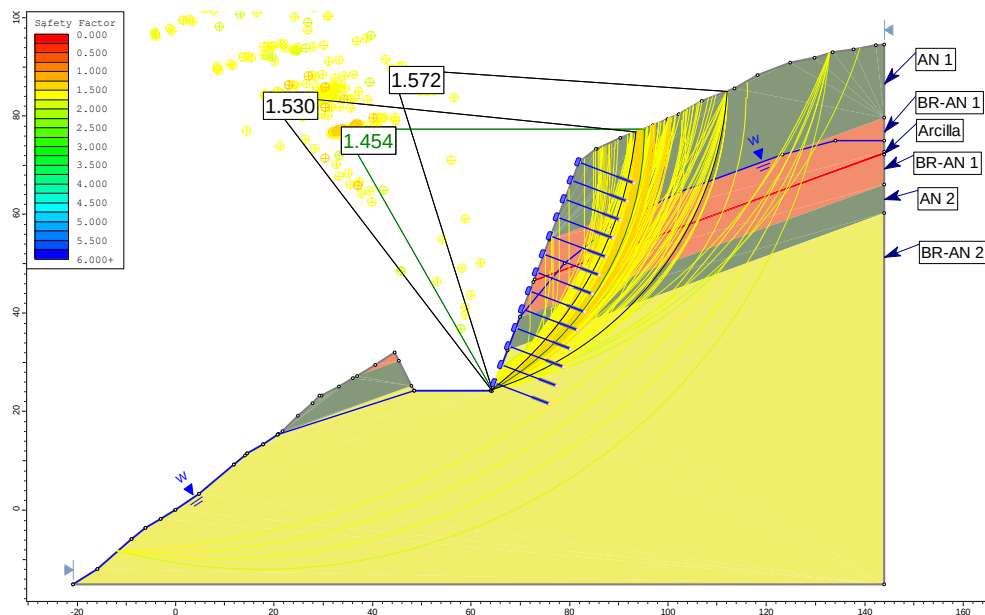


Figura 5.35. Estado actual del talud del S2 con sismo, NAF y anclas. Bishop. FS=1.454

6.CONCLUSIONES

6.1. Recapitulación

En este trabajo se aplicaron varias formas de analizar la estabilidad de un talud durante sus diferentes etapas de construcción: exploración del lugar antes de la construcción, uso de sondeos geotécnicos y el estado actual del talud.

La primer parte del trabajo se enfocó en explorar el lugar donde sería la construcción, buscar y observar los afloramientos de macizos rocosos sobre la superficie de la ladera y extraer muestras de dichos afloramientos para su posterior estudio en laboratorio. Lo anterior se realizó para obtener los valores físicos y mecánicos de las muestras para determinar la calidad de los materiales expuestos a la intemperie y compararlo con la calidad de los materiales de los sondeos geotécnicos.

Posteriormente, ya una vez obtenidos los valores de la calidad de los materiales y con conocimiento del lugar, se ubicaron los sondeos geotécnicos. Una vez extraídos los testigos de los sondeos se procedió a realizar las pruebas de laboratorio correspondientes. Se realizó la clasificación geomecánica para conocer los datos de calidad de cada uno de los estratos y así desarrollar el modelo para determinar el factor de seguridad que tendría el talud en base a todos esos datos.

Por último, una vez realizado el corte en la ladera se obtuvo una nueva estratificación y la orientación de las discontinuidades principales, con lo que se ajustaron los modelos de simulación, dando diferentes resultados. Al tener las orientaciones de las discontinuidades principales, las clasificaciones geomecánicas fueron más exactas lo que nos permitió evaluar el talud para los diferentes tipos de falla: planar, cuña y vuelco, circular.

6.2. Principales hallazgos

Todos los valores de factor de seguridad que se obtuvieron fueron mayores a 1, esto nos indica que el talud resulta estable en todas las condiciones, sin embargo, se hacen varias observaciones a partir de observar los resultados:

- La ladera, a pesar de encontrarse en un lugar de deslizamientos antiguos, es estable.
- Al agregar condiciones de sismo y nivel de aguas freáticas al corte, el factor de seguridad empieza a disminuir drásticamente, más si se juntan estas dos condiciones.

- La mayoría de los valores de factor de seguridad del talud en su estado actual son menores que los del talud analizado con los valores de los sondeos.
- El valor más bajo obtenido de FS para el estado actual del talud es el del S2 para condiciones de sismo y nivel alto de aguas freáticas, siendo de 1.29.
- Los factores de seguridad en simulaciones de falla no circular fueron mayores que los de falla circular.
- En las fallas circulares el cambio de ángulo de fricción interna no varió mucho el factor de seguridad, solo se nota un cambio representativo en las condiciones de sismo y NAF; pero en la falla no circular el ángulo de fricción interno si es un valor que al cambiarse si afecta considerablemente el factor de seguridad del talud.

Todo esto nos lleva a la conclusión de que mientras mayores datos se tengan sobre los materiales que conforman el talud, conseguidos a través de sondeos geotécnicos o estudios geofísicos, así como el buen desarrollo de modelos de simulación, la experiencia de campo y la información obtenida mediante estudios de laboratorio, mejor será el análisis de estabilidad de un talud.

6.3. Limitaciones

Este trabajo presenta las siguientes limitaciones:

- No se pudo estudiar más a fondo la arcilla, debido al tiempo limitado para este trabajo.
- No se pudieron modelar otro tipo de medidas de estabilización además de las anclas como bermas, reducción de la pendiente del talud o reducción de la altura debido a las limitaciones de derecho de vía.
- No se analizaron más secciones del talud debido al número de sondeos geotécnicos limitado.
- No se realizó un monitoreo de del comportamiento del talud debido a que el corte aún no está completo.

6.4. Trabajo Futuro

Es necesario extraer más muestras de arcilla y realizarles pruebas triaxiales para conocer su ángulo de fricción y cohesión para ajustar los modelos de simulación.

Se pueden usar piezómetros, extensómetros, inclinómetros, entre otros aparatos para monitorear el comportamiento del talud.

Si se desea conocer el comportamiento del talud por cambios en su geometría se pueden realizar con los mismos modelos.

BIBLIOGRAFÍA

Alcántara Ayala, I., Echavarría Luna, A., Gutiérrez Martínez, C., Domínguez Morales, L., Noriega Rioja, I. (2001). ***Inestabilidad de Laderas***. México: CENAPRED.

Arreygue Rocha E. (2005). ***Anclajes, tirantes y otras obras de prevención para la inestabilidad de taludes en macizos rocosos***. Ciencia Nicolaita Vol. 42 Instituto Coordinación de la Investigación Científica, UMSNH, pp 145-160.

Arreygue Rocha E. (2014). Cátedra de Geología. Facultad de Ingeniería Civil. UMSNH.

Arreygue Rocha, E., Garduño Monroy V.H., Canuti, P., Casaglie, N., Iotti, A. y Chiesa, S. ***Análisis geomecánico de la inestabilidad del escarpe La Paloma, en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México***. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, p. 91-106.

ASTM C127-04. ***Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate***.

ASTM D 5731-05. ***Standard Test Method for Determination of the Point load Strength Index of Rock***.

ASTM D 5607-02. ***Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force***.

Camacho Tauta, J. F., Reyes Ortiz, O. J., Nieto Leal, A., Millán Montejó, S., Rincón Morantes, F. (2009). ***Resistencia al corte en discontinuidades con diferente grado de rugosidad***. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia.

Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. y Simon, N. E. (1995). ***Site investigations***. Ed Blackwell Science.

Fellenius W. (1922). "Statens Jarnjvagens Geotekniska Commission, Stockholm, Sweden"

Garduño Monroy, V. H., Arreygue Rocha, E., Israde, Alcántara y Rodríguez Torres, G. M. (2000). ***Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México***. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, 2001, p. 37-54.

González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). ***Ingeniería Geológica***. Madrid: Pearson Educación.

Hoek, E., Carranz-Torres, C., Corkum, B. (2002). ***El criterio de rotura de Hoek-Brow***. Consulting Engineer, University of Minnesota, RocScience Inc., EUA.

Mendoza López, M., Domínguez Morales, L., Noriega Rioja, I., Guevara Ortiz, E. (2002). **Monitoreo de laderas con fines de evaluación y alertamiento**. México: CENAPRED

Núñez Guzmán, E. A. (2014). **Análisis de taludes inestables en rocas riolíticas, aplicando los métodos de Bieniawski y romana para el tramo km 258+000 al km 262+000 de la autopista México-Guadalajara**. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Puell Marín, F., De la Fuente, Martín P. y Arenillas Parra, M. (2004). **La linealización del criterio de Hoek-Brown en el análisis de la estabilidad general de taludes en roca**. Revista de obras públicas, Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil, Madrid.

Rocscience Inc. (2014). **Dips v6.0 – Toppling Planar and Wedge Sliding**.

Rocscience Inc. (2014). **RocFall v5.0 – a statistical analysis program designed to assist with assessment of slopes at risk for rockfalls**.

Rocscience Inc. (2014). **RocPlane v3.0 – Introduction to RocPlane**.

Rocscience Inc. (2014). **RocTopple v1.0 – Quick Start**.

Rocscience Inc. (2014). **Slide v6.0 – a slope stability program based on limit-equilibrium analysis**.

Rocscience Inc. (2014). **Swedge v6.0 – Quick Start**.

Ros Avila J. (2011). **Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek & Brown y Mohr Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos**. Tesina, Universidad Politécnica de Cataluña. Madrid.

Rosas, V. (2015). El Universal. **Proyectaban nuevo edificio en talud de Santa Fe**. Disponible en: <http://www.eluniversal.com.mx/galeria/metropoli/df/2015/11/14/proyectaban-nuevo-edificio-en-talud-de-santa-fe>.

Sánchez Garibay, Edgar. (2015). **Análisis geomecánico y aplicación de modelos a taludes de roca andesítica de la antigua carretera de mil cumbres, Morelia-Cd. Hidalgo, Tramo km. 29+000 al 30+000**. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2003). **M-MMP-1-05/03: Manual de densidades relativas y absorción**. México, D.F.

Suárez Díaz J. (1998). **Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos**. Publicaciones UIS, Colombia.

Suárez Díaz J. (2009). ***Deslizamientos: Análisis geotécnico***. Ed U. Industrial de Santander.

Terzaghi, Karl & Peck, Ralph B. (1980). ***Mecánica de suelos en la ingeniería práctica***. 2a ed., 4a reimp. El Ateneo, Barcelona.

Tosky Juárez, A. (2012). ***Determinación de parámetros para la estabilidad de taludes en roca, mediante la caracterización en materiales de la región de Morelia***. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

ANEXOS

ANEXO A. SONDEO 1 (KM 2+120) Y SONDEO 2 (KM 2+280)

Tabla 0.1. Testigos del sondeos geotécnico 1 de 0 a 27 m de profundidad.

S1			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
1,2,3	0 – 4.7	4,5,6,7	4.7 – 9.65
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
7,8,9,10	9.65 – 14.10	10,11,12,13	14.10 – 18.40
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
13,14,15,16	18.40 – 22.80	16,17,18	22.80 - 27
Fotografía		Fotografía	
			

Tabla 0.2. Testigos del sondeos geotécnico 1 de 27 a 54.40 m de profundidad.

S1			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
19,20,21	27 – 31.50	22,23,24	31.50 – 35.85
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
24,25,26,27	35.85 – 40.50	28,29,30,32	40.50 – 45.70
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
32,33,34,35	45.70 – 50.05	35,36,37,38	50.05 – 54.40
Fotografía		Fotografía	
			

Tabla 0.3. Testigos del sondeos geotécnico 1 de 54.40 a 60 m de profundidad.

S1			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
38,39,40,41	54.40 -58.85	41	58.85 – 60
Fotografía		Fotografía	
			

Tabla 0.4. Testigos del sondeo geotécnico 2 de 0 a 22.25 m de profundidad.

S2			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
1,2,3,4,5	0 – 6.30	5,6,7,8	6.30 – 11.30
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
8,9,10,11,12	11.30 – 17.30	12,13,14,15	17.30 – 22.25
Fotografía		Fotografía	
			

Tabla 0.5. Testigos del sondeo geotécnico 2 de 22.25 a 60 m de profundidad.

S2			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
15,16,17,18	22.25 – 26.70	18,19,20,21	26.70 – 31.50
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
22,23,24,25,26	31.50 – 38.20	26,27,28,29,30	38.20 – 44.50
Fotografía		Fotografía	
			
Muestras	Profundidad (m)	Muestras	Profundidad (m)
30,31,32,33,34, 35,36	44.50 – 52.80	36,37,38,39,40	52.80 - 60
Fotografía		Fotografía	
			

ANEXO B. PRUEBAS DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN.

Tabla 0.6. Cálculo de densidad y absorción de las muestras del S1.

DENSIDAD Y ABSORCIÓN										
S1										
Muestra	Caja	Profundidad (m)	W _{sss} (g)	W _s (g)	W _w (g)	Vol (cm ³)	S _d (g/cm ³)	S _{sh} (g/cm ³)	S _s (adim)	Absorción (%)
1	1	0.00 - 1.50	446.00	410.60	35.40	205	2.00	2.18	2.42	8.62
2	1	1.50 - 3.00	424.00	392.00	32.00	190	2.06	2.23	2.48	8.16
3	1	3.00 - 4.50	579.20	543.40	35.80	250	2.17	2.32	2.54	6.59
4	1 y 2	4.50 - 6.00	361.10	333.40	27.70	170	1.96	2.12	2.34	8.31
5	2	6.00 - 7.50	491.50	483.00	8.50	195	2.48	2.52	2.59	1.76
6	2	7.50 - 9.00	499.50	493.00	6.50	185	2.66	2.70	2.76	1.32
7	2 y 3	9.00 - 10.50	460.00	450.70	9.30	180	2.50	2.56	2.64	2.06
8	3	10.50-12.00	456.40	448.00	8.40	173	2.59	2.64	2.72	1.88
9	3	12.00-13.50	554.00	544.10	9.90	210	2.59	2.64	2.72	1.82
10	3 y 4	13.50-15.00	467.00	459.50	7.50	179	2.57	2.61	2.68	1.63
11	4	15.00-16.50	537.40	530.00	7.40	200	2.65	2.69	2.75	1.40
12	4	16.50-18.00	578.30	567.90	10.40	219	2.59	2.64	2.72	1.83
13	4 y 5	18.00-19.50	537.30	527.60	9.70	203	2.60	2.65	2.73	1.84
14	5	19.50-21.00	529.40	520.20	9.20	197	2.64	2.69	2.77	1.77
15	5	21.00-22.50	561.60	552.40	9.20	205	2.69	2.74	2.82	1.67
16	5 y 6	22.50-24.00	453.00	429.10	23.90	195	2.20	2.32	2.51	5.57
17	6	24.00-25.50	396.30	362.40	33.90	175	2.07	2.26	2.57	9.35
18	6	25.50-27.00	478.00	418.00	60.00	223	1.87	2.14	2.56	14.35
19	7	27.00-28.50	547.60	501.50	46.10	249	2.01	2.20	2.47	9.19
20	7	28.50-30.00	468.10	457.30	10.80	186	2.46	2.52	2.61	2.36
21	7	30.00-31.50	480.90	473.10	7.80	180	2.63	2.67	2.75	1.65
22	8	31.50-33.00	481.90	473.70	8.20	185	2.56	2.60	2.68	1.73
23	8	33.00-34.50	468.70	394.40	74.30	233	1.69	2.01	2.49	18.84
24	8 y 9	34.50-36.00	401.00	342.80	58.20	190	1.80	2.11	2.60	16.98
25	9	36.00-37.50	427.20	377.50	49.70	197	1.92	2.17	2.56	13.17
26	9	37.50-39.00	512.00	431.30	80.70	252	1.71	2.03	2.52	18.71
27	9	39.00-40.50	440.80	369.80	71.00	206	1.80	2.14	2.74	19.20
28	10	40.50-42.00	422.40	379.50	42.90	190	2.00	2.22	2.58	11.30
29	10	42.00-43.50	480.10	466.60	13.50	190	2.46	2.53	2.64	2.89
30	10	43.50-45.00	570.00	542.00	28.00	229	2.37	2.49	2.70	5.17
31	10	45.00-45.70	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
32	11	45.70-46.50	511.90	471.80	40.10	220	2.14	2.33	2.62	8.50
33	11	46.50-48.00	499.10	462.50	36.60	202	2.29	2.47	2.80	7.91
34	11	48.00-49.50	459.00	438.50	20.50	182	2.41	2.52	2.72	4.68
35	11 y 12	49.50-51.00	478.50	393.40	85.10	240	1.64	1.99	2.54	21.63
36	12	51.00-52.50	573.30	469.50	103.80	290	1.62	1.98	2.52	22.11
37	12	52.50-54.00	546.10	510.70	35.40	233	2.19	2.34	2.58	6.93
38	12 y 13	54.00-55.50	517.00	508.80	8.20	196	2.60	2.64	2.71	1.61
39	13	55.50-57.00	452.60	450.20	2.40	169	2.66	2.68	2.70	0.53
40	13	57.00-58.50	521.30	495.60	25.70	250	1.98	2.09	2.21	5.19
41	13 y 14	58.50-60.00	467.30	425.50	41.80	210	2.03	2.23	2.53	9.82
42	14	60.00-60.35	513.80	461.50	52.30	242	1.91	2.12	2.43	11.33

Tabla 0.7. Cálculo de densidad y absorción de las muestras del S2.

S2										
Muestra	Caja	Profundidad (m)	W _{ss} (g)	W _s (g)	W _w (g)	Vol (cm ³)	S _d (g/cm ³)	S _{sh} (g/cm ³)	S _s (adim)	Absorción (%)
1	1	0.00 - 1.50	----	----	----	----	----	----	----	----
2	1	1.50 - 3.00	522.70	513.50	9.20	195	2.63	2.68	2.76	1.79
3	1	3.00 - 4.50	----	----	----	----	----	----	----	----
4	1	4.50 - 6.00	434.90	427.40	7.50	168	2.54	2.59	2.66	1.75
5	1 y 2	6.00 - 7.50	569.40	560.90	8.50	205	2.74	2.78	2.85	1.52
6	2	7.50 - 9.00	566.40	557.20	9.20	205	2.72	2.76	2.85	1.65
7	2	9.00 - 10.50	408.80	402.10	6.70	155	2.59	2.64	2.71	1.67
8	2 y 3	10.50-12.00	540.50	533.30	7.20	200	2.67	2.70	2.77	1.35
9	3	12.00-13.50	374.10	354.60	19.50	152	2.33	2.46	2.68	5.50
10	3	13.50-15.00	553.00	476.80	76.20	272	1.75	2.03	2.44	15.98
11	3	15.00-16.50	597.60	537.80	59.80	270	1.99	2.21	2.56	11.12
12	3 y 4	16.50-18.00	403.20	347.10	56.10	200	1.74	2.02	2.41	16.16
13	4	18.00-19.50	555.40	470.10	85.30	280	1.68	1.98	2.41	18.15
14	4	19.50-21.00	559.30	489.40	69.90	260	1.88	2.15	2.57	14.28
15	4 y 5	21.00-22.50	465.30	446.90	18.40	185	2.42	2.52	2.68	4.12
16	5	22.50-24.00	477.20	431.60	45.60	215	2.01	2.22	2.55	10.57
17	5	24.00-25.50	452.80	370.20	82.60	230	1.61	1.97	2.51	22.31
18	5 y 6	25.50-27.00	566.10	490.00	76.10	270	1.81	2.10	2.53	15.53
19	6	27.00-28.50	409.60	380.40	29.20	175	2.17	2.34	2.61	7.68
20	6	28.50-30.00	514.50	504.90	9.60	195	2.59	2.64	2.72	1.90
21	6	30.00-31.50	491.40	488.00	3.40	180	2.71	2.73	2.76	0.70
22	7	31.50-33.00	471.80	463.10	8.70	175	2.65	2.70	2.78	1.88
23	7	33.00-34.50	311.10	287.70	23.40	130	2.21	2.39	2.70	8.13
24	7	34.50-36.00	476.50	425.90	50.60	220	1.94	2.17	2.51	11.88
25	7	36.00-37.50	478.90	451.70	27.20	205	2.20	2.34	2.54	6.02
26	7 y 8	37.50-39.00	555.20	504.70	50.50	260	1.94	2.14	2.41	10.01
27	8	39.00-40.50	344.20	324.50	19.70	150	2.16	2.29	2.49	6.07
28	8	40.50-42.00	510.80	470.40	40.40	220	2.14	2.32	2.62	8.59
29	8	42.00-43.50	441.00	406.20	34.80	200	2.03	2.21	2.46	8.57
30	8 y 9	43.50-45.00	131.10	116.80	14.30	55	2.12	2.38	2.87	12.24
31	9	45.00-46.50	212.10	196.20	15.90	90	2.18	2.36	2.65	8.10
32	9	46.50-48.00	530.70	451.50	79.20	255	1.77	2.08	2.57	17.54
33	9	48.00-49.50	----	----	----	----	----	----	----	----
34	9	49.50-51.00	373.60	336.80	36.80	170	1.98	2.20	2.53	10.93
35	9	51.00-52.50	453.10	392.70	60.40	220	1.79	2.06	2.46	15.38
36	9 y 10	52.50-54.00	575.70	540.40	35.30	265	2.04	2.17	2.35	6.53
37	10	54.00-55.50	385.30	360.70	24.60	160	2.25	2.41	2.66	6.82
38	10	55.50-57.00	371.90	351.60	20.30	160	2.20	2.32	2.52	5.77
39	10	57.00-58.50	573.50	561.10	12.40	220	2.55	2.61	2.70	2.21
40	10	58.50-60.00	----	----	----	----	----	----	----	----

ANEXO C. PRUEBA DE PESO VOLUMÉTRICO

Tabla 0.8. Cálculo de peso volumétrico de las muestras 1 a 18 del S1.

PESO VOLUMÉTRICO							
S1							
$\gamma_{HG} = 13.56 \text{ g/cm}^3$							
Muestra (No.)	Caja (No.)	Espécimen	W_{muestra} (g)	W_{HG} (g)	Vol. Muestra (cm^3)	γ (g/cm^3)	Promedio γ (g/cm^3)
1	1	1	15.50	124.90	9.21	1.683	1.632
		2	12.10	118.40	8.73	1.386	
		3	12.00	89.00	6.56	1.828	
2	1	1	20.40	132.80	9.79	2.083	2.418
		2	16.10	91.30	6.73	2.391	
		3	18.00	87.80	6.47	2.780	
3	1	1	10.10	74.40	5.49	1.841	2.039
		2	6.60	40.00	2.95	2.237	
4	1 y 2	1	10.20	67.40	4.97	2.052	2.204
		2	15.20	91.20	6.73	2.260	
		3	9.40	55.40	4.09	2.301	
5	2	1	8.70	42.80	3.16	2.756	2.717
		2	12.80	64.20	4.73	2.704	
		3	14.90	75.10	5.54	2.690	
6	2	1	7.00	35.70	2.63	2.659	2.590
		2	11.30	63.00	4.65	2.432	
		3	19.70	99.70	7.35	2.679	
7	2 y 3	1	10.60	57.70	4.26	2.491	2.531
		2	24.00	129.90	9.58	2.505	
		3	31.90	166.50	12.28	2.598	
8	3	1	12.80	70.50	5.20	2.462	2.462
9	3	1	15.00	70.90	5.23	2.869	2.722
		2	15.90	82.10	6.05	2.626	
		3	20.30	103.10	7.60	2.670	
10	3 y 4	1	13.80	73.50	5.42	2.546	2.627
		2	25.70	128.70	9.49	2.708	
11	4	1	19.50	98.00	7.23	2.698	2.698
12	4	1	14.40	72.40	5.34	2.697	2.648
		2	13.80	72.00	5.31	2.599	
13	4 y 5	1	24.50	122.20	9.01	2.719	2.730
		2	14.70	72.70	5.36	2.742	
14	5	1	33.80	172.80	12.74	2.652	2.709
		2	13.30	65.20	4.81	2.766	
15	5	1	28.60	143.40	10.58	2.704	2.691
		2	27.70	140.30	10.35	2.677	
16	5 y 6	1	18.50	100.70	7.43	2.491	2.501
		2	15.00	81.00	5.97	2.511	
17	6	1	19.00	120.70	8.90	2.135	2.048
		2	7.60	50.70	3.74	2.033	
		3	6.30	43.20	3.19	1.978	
18	6	1	17.80	123.20	9.09	1.959	2.138
		2	10.40	59.00	4.35	2.390	
		3	8.30	54.50	4.02	2.065	

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.9. Cálculo de densidad y absorción de las muestras 19 a 42 del S1.

PESO VOLUMÉTRICO							
Continuación S1							
$\gamma_{HG} = 13.56 \text{ g/cm}^3$							
Muestra (No.)	Caja (No.)	Espécimen	W _{muestra} (g)	W _{HG} (g)	Vol. Muestra (cm ³)	γ (g/cm ³)	Promedio γ (g/cm ³)
19	7	1	10.80	69.50	5.13	2.107	2.087
		2	8.40	55.10	4.06	2.067	
20	7	1	18.80	105.30	7.77	2.421	2.379
		2	10.70	62.10	4.58	2.336	
21	7	1	12.40	71.10	5.24	2.365	2.370
		2	9.30	53.10	3.92	2.375	
22	8	1	14.60	80.00	5.90	2.475	2.443
		2	21.40	120.30	8.87	2.412	
23	8	1	15.40	112.40	8.29	1.858	1.924
		2	9.70	66.10	4.87	1.990	
24	8 y 9	1	12.10	78.70	5.80	2.085	2.108
		2	18.60	118.40	8.73	2.130	
25	9	1	11.40	68.70	5.07	2.250	2.047
		2	9.80	72.10	5.32	1.843	
26	9	1	9.60	66.20	4.88	1.966	1.843
		2	8.50	67.00	4.94	1.720	
27	9	1	7.60	53.00	3.91	1.944	2.046
		2	8.90	56.20	4.14	2.147	
28	10	1	14.30	89.00	6.56	2.179	2.124
		2	16.70	109.40	8.07	2.070	
29	10	1	7.30	43.80	3.23	2.260	2.271
		2	12.60	74.90	5.52	2.281	
30	10	1	15.80	91.60	6.76	2.339	2.347
		2	10.40	59.90	4.42	2.354	
32	10 Y 11	1	6.70	43.30	3.19	2.098	2.297
		2	19.30	104.90	7.74	2.495	
33	11	1	9.40	90.70	6.69	1.405	1.488
		2	3.80	32.80	2.42	1.571	
34	11	1	10.30	64.40	4.75	2.169	2.286
		2	17.70	99.90	7.37	2.403	
35	11 y 12	1	13.70	82.70	6.10	2.246	2.128
		2	6.30	42.50	3.13	2.010	
36	12	1	10.50	81.30	6.00	1.751	1.652
		2	6.80	59.40	4.38	1.552	
37	12	1	8.10	57.90	4.27	1.897	2.134
		2	20.40	116.70	8.61	2.370	
38	12 y 13	1	25.70	140.70	10.38	2.477	2.383
		2	17.50	103.70	7.65	2.288	
39	13	1	17.40	97.80	7.21	2.413	2.485
		2	17.90	94.90	7.00	2.558	
40	13	1	16.30	90.70	6.69	2.437	2.316
		2	7.90	48.80	3.60	2.195	
41	13 y 14	1	12.30	79.40	5.86	2.101	1.975
		2	5.40	39.60	2.92	1.849	
42	14	1	12.40	75.30	5.55	2.233	2.249
		2	20.20	120.90	8.92	2.266	

Tabla 0.10. Cálculo de peso volumétrico de las muestras 1 a 22 del S2.

PESO VOLUMÉTRICO							
S2							
		$\gamma_{HG} = 13.56 \text{ g/cm}^3$					
Muestra (No.)	Caja (No.)	Espécimen	W_{muestra} (g)	W_{HG} (g)	Vol. Muestra (cm^3)	γ (g/cm^3)	Promedio γ (g/cm^3)
1	1	1	16.80	86.60	6.39	2.631	2.584
		2	15.10	80.70	5.95	2.537	
2	1	1	8.20	50.40	3.72	2.206	2.283
		2	19.60	112.60	8.30	2.360	
3	1	1	17.60	89.30	6.59	2.673	2.581
		2	18.60	101.30	7.47	2.490	
4	1	1	20.60	104.60	7.71	2.671	2.531
		2	16.00	90.70	6.69	2.392	
5	1 y 2	1	19.50	102.10	7.53	2.590	2.597
		2	11.60	60.40	4.45	2.604	
6	2	1	12.30	61.90	4.56	2.694	2.676
		2	20.50	104.60	7.71	2.658	
7	2	1	24.60	125.40	9.25	2.660	2.672
		2	24.10	121.80	8.98	2.683	
8	2 y 3	1	19.30	97.90	7.22	2.673	2.611
		2	8.70	46.30	3.41	2.548	
9	3	1	13.90	81.10	5.98	2.324	2.200
		2	15.00	98.00	7.23	2.076	
10	3	1	10.10	81.40	6.00	1.683	1.751
		2	14.00	104.30	7.69	1.820	
11	3	1	14.30	91.60	6.76	2.117	2.083
		2	10.80	71.50	5.27	2.048	
12	3 y 4	1	11.80	85.20	6.28	1.878	1.783
		2	8.10	65.10	4.80	1.687	
13	4	1	18.10	109.20	8.05	2.248	1.883
		2	9.00	80.40	5.93	1.518	
14	4	1	15.40	109.80	8.10	1.902	1.934
		2	8.60	59.30	4.37	1.967	
15	4 y 5	1	20.20	112.30	8.28	2.439	2.400
		2	19.00	109.10	8.05	2.362	
16	5	1	16.70	113.90	8.40	1.988	2.018
		2	6.90	45.70	3.37	2.047	
17	5	1	4.60	42.80	3.16	1.457	1.563
		2	8.40	68.30	5.04	1.668	
18	5 y 6	1	11.80	85.20	6.28	1.878	1.873
		2	8.80	63.90	4.71	1.867	
19	6	1	12.80	86.40	6.37	2.009	2.090
		2	14.10	88.10	6.50	2.170	
20	6	1	9.80	92.90	6.85	1.430	1.804
		2	10.60	66.00	4.87	2.178	
21	6	1	4.70	35.70	2.63	1.785	2.138
		2	13.00	70.80	5.22	2.490	
22	7	1	12.00	67.50	4.98	2.411	2.401
		2	12.70	72.00	5.31	2.392	

Tabla 0.11. Cálculo de peso volumétrico de las muestras 22 a 40 del S2.

PESO VOLUMÉTRICO							
Continuación S2							
			$\gamma_{HG} = 13.56$				
Muestra (No.)	Caja (No.)	Espécimen	W_{muestra} (g)	W_{HG} (g)	Vol. Muestra (cm ³)	γ (g/cm ³)	Promedio γ (g/cm ³)
23	7	1	12.60	95.50	7.04	1.789	1.947
		2	12.40	79.90	5.89	2.104	
24	7	1	17.00	104.00	7.67	2.217	2.045
		2	11.30	81.80	6.03	1.873	
25	7	1	11.50	77.90	5.74	2.002	1.585
		2	7.80	90.60	6.68	1.167	
26	7 y 8	1	8.10	56.70	4.18	1.937	1.969
		2	9.30	63.00	4.65	2.002	
27	8	1	5.90	39.40	2.91	2.031	1.996
		2	6.90	47.70	3.52	1.962	
28	8	1	14.70	100.50	7.41	1.983	2.057
		2	18.00	114.60	8.45	2.130	
29	8	1	12.40	82.00	6.05	2.051	1.963
		2	10.60	76.60	5.65	1.876	
30	8 y 9	1	14.10	95.70	7.06	1.998	1.965
		2	15.50	108.80	8.02	1.932	
31	9	1	14.40	90.70	6.69	2.153	2.063
		2	7.80	53.60	3.95	1.973	
32	9	1	12.60	96.40	7.11	1.772	1.781
		2	7.50	56.80	4.19	1.790	
33	9	1	12.20	78.80	5.81	2.099	2.152
		2	9.90	60.90	4.49	2.204	
34	9	1	15.60	109.10	8.05	1.939	1.967
		2	16.10	109.40	8.07	1.996	
35	9	1	9.30	57.30	4.23	2.201	2.070
		2	10.50	73.40	5.41	1.940	
36	9 y 10	1	18.00	138.00	10.18	1.769	1.895
		2	14.90	100.00	7.37	2.020	
37	10	1	8.70	52.60	3.88	2.243	2.008
		2	19.50	149.20	11.00	1.772	
38	10	1	5.30	37.40	2.76	1.922	2.163
		2	6.10	34.40	2.54	2.405	
39	10	1	23.70	124.70	9.20	2.577	2.579
		2	8.70	45.70	3.37	2.581	
40	10	1	19.30	102.00	7.52	2.566	2.444
		2	19.30	112.70	8.31	2.322	

ANEXO D. PRUEBA DE RQD, RECUPERACIÓN y ÁNGULO DE ROZAMIENTO

Tabla 0.12. Cálculo de RQD, recuperación y ángulo de rozamiento de las muestras del S1.

RQD, RECUPERACIÓN Y ÁNGULO DE ROZAMIENTO									
S1									
No. Muestra	Caja	Profundidad (m)	Σ Longitudes de los trozos de testigo > 10 cm		Longitud recuperación (cm)	Longitud Total (cm)	RQD (%)	Recuperación (%)	Φ _b (°)
1	1	0.00 - 1.50	10		102	150	6.67	68.00	
2	1	1.50 - 3.00	15+28+14+13		70	146	46.67	97.33	44.00
3	1	3.00 - 4.50	32+15+14+21+18+10		110	150	73.33	100.00	41.67
4	1 y 2	4.50 - 6.00	11+21+10+11		53	97	35.33	64.67	49.67
5	2	6.00 - 7.50	25+10+10+20+12		77	119	51.33	79.33	42.33
6	2	7.50 - 9.00	12+13+10+11		46	150	30.67	100.00	44.67
7	2 y 3	9.00 - 10.50	12+12		24	138	16.00	92.00	44.33
8	3	10.50-12.00	21+16+12+16+11+17		93	142	62.00	94.67	46.33
9	3	12.00-13.50	12+13+19+15+12		71	149	47.33	99.33	45.33
10	3 y 4	13.50-15.00	17+10+11+10		48	150	32.00	100.00	42.67
11	4	15.00-16.50	17+12+19+14+16		78	150	52.00	100.00	44.33
12	4	16.50-18.00	19+15+17+15+10+11		87	146	58.00	97.33	43.67
13	4 y 5	18.00-19.50	10+11+11++11+12		55	146	36.67	97.33	43.00
14	5	19.50-21.00	10+18+13+11+13		65	148	43.33	98.67	42.67
15	5	21.00-22.50	10+11+13+23+12+10+15		94	150	62.67	100.00	44.67
16	5 y 6	22.50-24.00	11+10+14+14+10+12+18		89	150	59.33	100.00	41.00
17	6	24.00-25.50	12+13+11+16+12+11+15		90	150	60.00	100.00	47.00
18	6	25.50-27.00	15+25+20+13+11+14		98	150	65.33	100.00	47.33
19	7	27.00-28.50	14+12+19+10+17+10+10		92	150	61.33	100.00	45.67
20	7	28.50-30.00	24+15+10+10		59	130	39.33	86.67	45.67
21	7	30.00-31.50	12+11+10+11+13		57	150	38.00	100.00	46.33
22	8	31.50-33.00	10+11+11+12+10+18		72	147	48.00	98.00	38.33
23	8	33.00-34.50	11+12+44+14+20		101	150	67.33	100.00	44.33
24	8 y 9	34.50-36.00	38+10+10+29+17+14		118	144	78.67	96.00	46.00
25	9	36.00-37.50	14+11+14+15+11		65	145	43.33	96.67	47.00
26	9	37.50-39.00	17+21		38	118	25.33	78.67	47.33
27	9	39.00-40.50	19+20+25+20+10		94	150	62.67	100.00	46.33
28	10	40.50-42.00	10+23+10+10+11		64	130	42.67	86.67	46.33
29	10	42.00-43.50	10+22+23+10		65	125	43.33	83.33	39.33
30	10	43.50-45.00	13+11+12+10+10		56	130	37.33	86.67	40.00
31	10	45.00-45.70	-		-	40	-	57.14	0.00
32	11	45.70-46.50	13+51+24		80	80	100.00	100.00	41.17
33	11	46.50-48.00	12+18+22+19		71	136	47.33	90.67	40.00
34	11	48.00-49.50	14+11+16+10		51	150	34.00	100.00	41.33
35	11 y 12	49.50-51.00	13+12+25+12+19+10+12		103	142	68.67	94.67	40.17
36	12	51.00-52.50	16+10+13+16+10+31+25		121	150	80.67	100.00	44.83
37	12	52.50-54.00	30+10+11+13+11+14+13		102	150	68.00	100.00	39.83
38	12 y 13	54.00-55.50	12+10+16+15		53	147	35.33	98.00	44.33
39	13	55.50-57.00	10+15+27+18+26+10		106	137	70.67	91.33	36.17
40	13	57.00-58.50	15+10+10+20+19		74	148	49.33	98.67	43.67
41	13 y 14	58.50-60.00	10+12+14+10+11+13+13		83	145	55.33	96.67	40.83
42	14	60.00-60.35	12+12		24	33	68.57	94.29	44.17

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.13. Cálculo de RQD, recuperación y ángulo de rozamiento de las muestras del S2.

RQD, RECUPERACIÓN Y ÁNGULO DE ROZAMIENTO									
S2									
No. Muestra	Caja	Profundidad (m)	Σ Longitudes de los trozos de testigo > 10 cm		Longitud recuperación (cm)	Longitud Total (cm)	RQD (%)	Recuperación (%)	Φ_b (°)
1	1	0.00 - 1.50	-----		42	150	0.00	28.00	-----
2	1	1.50 - 3.00	11	11	118	150	7.33	78.67	-----
3	1	3.00 - 4.50	12	12	110	150	8.00	73.33	-----
4	1	4.50 - 6.00	10+13	23	131	150	15.33	87.33	39.33
5	1 y 2	6.00 - 7.50	26+10	36	150	150	24.00	100.00	38.00
6	2	7.50 - 9.00	17+15	32	121	150	21.33	80.67	40.50
7	2	9.00 - 10.50	11+10+10	31	113	150	20.67	75.33	44.00
8	2 y 3	10.50-12.00	16	16	122	150	10.67	81.33	40.50
9	3	12.00-13.50	10	10	100	150	6.67	66.67	46.33
10	3	13.50-15.00	10+12+16+17	55	108	150	36.67	72.00	49.66
11	3	15.00-16.50	10+15	25	110	150	16.67	73.33	39.66
12	3 y 4	16.50-18.00	13+11	24	110	150	16.00	73.33	42.00
13	4	18.00-19.50	45+18+12	75	120	150	50.00	80.00	41.00
14	4	19.50-21.00	22+26+12+27+10	97	135	150	64.67	90.00	45.83
15	4 y 5	21.00-22.50	10+13+13+16+12+10+10	84	142	150	56.00	94.67	40.50
16	5	22.50-24.00	14+11+12+13+10	60	140	150	40.00	93.33	43.66
17	5	24.00-25.50	10+17+15+25	67	140	150	44.67	93.33	45.33
18	5 y 6	25.50-27.00	26+17+11+10+24	88	150	150	58.67	100.00	45.00
19	6	27.00-28.50	24+12+11+11+10	68	145	150	45.33	96.67	44.00
20	6	28.50-30.00	11+10+11+19+20+10	81	130	150	54.00	86.67	42.33
21	6	30.00-31.50	10+15+12+11	48	110	150	32.00	73.33	39.50
22	7	31.50-33.00	47+14+10+10	81	122	150	54.00	81.33	41.50
23	7	33.00-34.50	10+10	20	95	150	13.33	63.33	40.67
24	7	34.50-36.00	12+16	28	89	150	18.67	59.33	42.17
25	7	36.00-37.50	10+13	23	78	150	15.33	52.00	39.17
26	7 y 8	37.50-39.00	19+10+23+10	62	106	150	41.33	70.67	40.33
27	8	39.00-40.50	11	11	72	150	7.33	48.00	39.67
28	8	40.50-42.00	27+16+17+12	72	132	150	48.00	88.00	44.00
29	8	42.00-43.50	11+10	21	107	150	14.00	71.33	42.17
30	8 y 9	43.50-45.00	-----		92	150	0.00	61.33	42.83
31	9	45.00-46.50	13+11	24	91	150	16.00	60.67	39.17
32	9	46.50-48.00	14+36+17+15	82	100	150	54.67	66.67	38.67
33	9	48.00-49.50	-----		53	150	0.00	35.33	42.33
34	9	49.50-51.00	12	12	64	150	8.00	42.67	42.67
35	9	51.00-52.50	11	11	73	150	7.33	48.67	40.33
36	9 y 10	52.50-54.00	15	15	92	150	10.00	61.33	39.17
37	10	54.00-55.50	32+11	43	94	150	28.67	62.67	42.50
38	10	55.50-57.00	13	13	93	150	8.67	62.00	38.67
39	10	57.00-58.50	19+10	29	106	150	19.33	70.67	39.67
40	10	58.50-60.00	-----		102	150	0.00	68.00	40.17

ANEXO E. PRUEBA DE CARGA PUNTUAL

Tabla 0.14. Cálculo de resistencia a la compresión simple de las muestras 1 a 14 del S1.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE													
S1													
Muestra	Caja	Profundidad (m)	Esp	D (mm)	D' (mm)	De ² (mm ²)	P (kg/cm ²)	P (N)	F	I _s (MPa)	C	σ _{ic} (MPa)	σ _{icm} (MPa)
1	1	0.00 - 1.50	1	34.38	31.86	1095.3	12.00	7812	0.82	5.82	19.56	113.92	90.82
			2	33.12	27.28	903.51	12.00	7812	0.76	6.58	18.72	123.22	
			3	34.58	29.98	1036.7	4.00	2399	0.79	1.84	19.22	35.32	
2	1	1.50 - 3.00	1	34.58	31.59	1092.4	2.00	1045	0.81	0.78	19.51	15.19	75.46
			2	34.50	28.55	984.98	12.00	7812	0.78	6.16	18.95	116.82	
			3	34.69	30.51	1058.4	10.00	6459	0.8	4.89	19.31	94.38	
3	1	3.00 - 4.50	1	34.81	29.60	1030.4	10.00	6459	0.79	4.95	19.15	94.80	123.18
			2	34.82	26.50	922.73	8.00	5106	0.75	4.16	18.57	77.23	
			3	34.80	27.79	967.09	20.00	13226	0.77	10.50	18.81	197.51	
4	1 y 2	4.50 - 6.00	1	34.53	25.63	885	15.00	9842	0.74	8.23	18.41	151.59	78.42
			2	34.68	33.83	1173.2	1.00	368.8	0.84	0.26	19.93	5.25	
5	2	6.00 - 7.50	1	34.72	29.27	1016.3	14.00	9166	0.79	7.09	19.09	135.27	210.83
			2	34.97	22.92	801.51	28.00	18639	0.7	16.37	17.91	293.24	
			3	34.66	30.12	1044	21.00	13903	0.8	10.60	19.24	203.99	
6	2	7.50 - 9.00	1	34.66	29.77	1031.8	16.00	10519	0.79	8.07	19.18	154.82	79.02
			2	34.05	31.35	1067.5	1.00	368.8	0.81	0.28	19.47	5.45	
			3	34.02	29.44	1001.5	8.00	5106	0.79	4.02	19.12	76.78	
7	2 y 3	9.00 - 10.50	1	34.45	27.13	934.63	11.00	7136	0.76	5.80	18.69	108.37	83.47
			2	34.47	30.87	1064.1	8.00	5106	0.8	3.86	19.38	74.85	
			3	34.44	27.27	939.18	7.00	4429	0.76	3.59	18.72	67.19	
8	3	10.50-12.00	1	35.04	32.50	1138.8	8.00	5106	0.82	3.69	19.68	72.69	34.48
			2	34.70	27.60	957.72	2.00	1045	0.77	0.84	18.78	15.69	
			3	35.01	31.07	1087.8	2.00	1045	0.81	0.78	19.42	15.07	
9	3	12.00-13.50	1	34.88	31.08	1084.1	10.00	6459	0.81	4.81	19.42	93.42	103.28
			2	35.43	29.30	1038.1	14.00	9166	0.79	6.94	19.09	132.53	
			3	35.10	29.97	1051.9	9.00	5782	0.79	4.37	19.21	83.89	
10	3 y 4	13.50-15.00	1	33.86	33.86	1146.5	2.00	1045	0.84	0.77	19.93	15.25	93.19
			2	34.26	28.15	964.42	12.00	7812	0.77	6.26	18.88	118.09	
			3	34.78	28.37	986.71	15.00	9842	0.77	7.73	18.92	146.24	
11	4	15.00-16.50	1	34.76	27.51	956.25	18.00	11873	0.76	9.49	18.76	178.01	161.88
			2	33.78	28.91	976.58	18.00	11873	0.78	9.50	19.02	180.70	
			3	34.80	27.66	962.57	13.00	8489	0.77	6.76	18.79	126.94	
12	4	16.50-18.00	1	34.80	29.36	1021.7	12.00	7812	0.79	6.02	19.10	114.94	158.50
			2	34.50	26.38	910.11	18.00	11873	0.75	9.78	18.55	181.49	
			3	34.50	27.67	954.62	18.00	11873	0.77	9.53	18.79	179.06	
13	4 y 5	18.00-19.50	1	34.87	34.87	1215.9	0.50	30.41	0.85	0.02	20.12	0.43	87.75
			2	34.77	27.31	949.57	13.00	8489	0.76	6.81	18.72	127.50	
			3	34.81	28.94	1007.4	14.00	9166	0.78	7.11	19.02	135.33	
14	5	19.50-21.00	1	34.89	28.66	999.95	20.00	13226	0.78	10.30	18.97	195.35	187.76
			2	34.56	28.64	989.8	16.00	10519	0.78	8.27	18.97	156.88	
			3	33.85	24.33	823.57	20.00	13226	0.72	11.61	18.17	211.04	

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.15. Cálculo de resistencia a la compresión simple de las muestras 15 a 28 del S1.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE													
Continuación S1													
Muestra	Caja	Profundidad (m)	Esp	D (mm)	D' (mm)	De ² (mm ²)	P (kg/cm ²)	P (N)	F	I _s (MPa)	C	σ _{ic} (MPa)	σ _{ic_m} (MPa)
15	5	21.00-22.50	1	34.76	26.28	913.49	28.00	18639	0.75	15.28	18.53	283.11	238.25
			2	34.57	27.02	934.08	22.00	14579	0.76	11.83	18.67	220.90	
			3	34.57	26.98	932.7	21.00	13903	0.76	11.29	18.66	210.74	
16	5 y 6	22.50-24.00	1	34.61	28.52	987.08	9.00	5782	0.78	4.55	18.95	86.21	96.76
			2	34.61	27.75	960.43	16.00	10519	0.77	8.40	18.80	158.02	
			3	34.61	28.07	971.5	5.00	3076	0.77	2.44	18.86	46.05	
17	6	24.00-25.50	1	34.71	28.15	977.09	14.00	9166	0.77	7.24	18.88	136.75	91.51
			2	34.79	27.10	942.81	5.00	3076	0.76	2.48	18.68	46.27	
18	6	25.50-27.00	1	34.80	28.21	981.71	10.00	6459	0.77	5.09	18.89	96.06	39.08
			2	34.80	26.17	910.72	2.00	1045	0.75	0.86	18.51	15.88	
			3	34.80	31.80	1106.6	1.00	368.8	0.82	0.27	19.55	5.31	
19	7	27.00-28.50	1	34.14	30.84	1052.9	7.00	4429	0.8	3.38	19.38	65.57	60.41
			2	33.20	29.81	989.69	11.00	7136	0.79	5.71	19.18	109.60	
			3	33.20	23.80	790.16	1.00	368.8	0.72	0.33	18.07	6.04	
20	7	28.50-30.00	1	32.29	25.09	810.16	20.00	13226	0.73	11.97	18.31	219.20	195.16
			2	34.03	27.42	933.1	16.00	10519	0.76	8.60	18.74	161.25	
			3	34.72	29.36	1019.4	21.00	13903	0.79	10.73	19.10	205.02	
21	7	30.00-31.50	1	34.96	28.23	986.92	25.00	16609	0.77	13.01	18.89	245.84	153.86
			2	34.96	32.24	1127.1	12.00	7812	0.82	5.69	19.63	111.70	
			3	34.96	29.88	1044.6	11.00	7136	0.79	5.42	19.20	104.02	
22	8	31.50-33.00	1	34.72	29.36	1019.4	21.00	13903	0.79	10.73	19.10	205.02	174.52
			2	34.72	31.08	1079.1	17.00	11196	0.81	8.38	19.42	162.67	
			3	34.72	28.84	1001.3	16.00	10519	0.78	8.20	19.01	155.87	
23	8	33.00-34.50	1	34.17	27.19	929.08	4.00	2399	0.76	1.96	18.70	36.71	31.91
			2	35.12	31.70	1113.3	5.00	3076	0.81	2.25	19.53	43.96	
			3	35.03	30.99	1085.6	2.00	1045	0.81	0.78	19.40	15.07	
24	8 y 9	34.50-36.00	1	33.95	30.41	1032.4	2.00	1045	0.8	0.81	19.30	15.62	27.04
			2	33.95	32.60	1106.8	7.00	4429	0.82	3.30	19.70	65.03	
			3	33.95	27.20	923.44	0.50	30.41	0.76	0.03	18.70	0.47	
25	9	36.00-37.50	1	32.17	29.41	946.12	8.00	5106	0.79	4.25	19.11	81.22	40.86
			2	32.17	27.38	880.81	0.50	30.41	0.76	0.03	18.74	0.49	
			3	32.25	31.99	1031.7	1.00	368.8	0.82	0.29	19.59		
26	9	37.50-39.00	1	34.69	32.86	1139.9	1.00	368.8	0.83	0.27	19.75	5.29	2.07
			2	34.69	26.65	924.49	0.50	30.41	0.75	0.02	18.60	0.46	
			3	34.09	28.14	959.29	0.50	30.41	0.77	0.02	18.88	0.46	
27	9	39.00-40.50	1	34.06	27.71	943.8	0.50	30.41	0.77	0.02	18.80	0.46	0.46
			2	34.06	29.71	1011.9	0.50	30.41	0.79	0.02	19.17	0.46	
			3	Fragmentado por humedecimiento									
28	10	40.50-42.00	1	34.58	30.95	1070.3	7.00	4429	0.81	3.33	19.40	64.68	45.00
			2	34.58	31.01	1072.3	5.00	3076	0.81	2.31	19.41	44.89	
			3	34.61	29.64	1025.8	3.00	1722	0.79	1.33	19.15	25.41	

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.16. Cálculo de resistencia a la compresión simple de las muestras 29 a 42 del S1.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE														
Continuación S1														
Muestra	Caja	Profundidad (m)	Esp	D (mm)	D' (mm)	De ² (mm ²)	P (kg/cm ²)	P (N)	F	I _s (MPa)	C	σ _{ic} (MPa)	σ _{ic_m} (MPa)	
29	10	42.00-43.50	1	34.17	29.50	1008	24.00	15933	0.79	12.47	19.13	238.43	148.27	
			2	34.17	28.22	964.28	1.00	368.8	0.77	0.30	18.89	5.58		
			3	30.40	28.90	878.56	18.00	11873	0.78	10.56	19.02	200.81		
30	10	43.50-45.00	1	34.03	32.88	1118.9	2.00	1045	0.83	0.77	19.75	15.28	15.42	
			2	Fragmentado por humedecimiento										
			3	34.03	30.65	1043	2.00	1045	0.8	0.80	19.3	15.55		
31	10	45.00-45.70	No hay especímenes											
32	11	45.70-46.50	1	34.82	28.98	1009.1	5.00	3076	0.78	2.38	19.03	45.38	30.37	
			2	35.05	31.49	1103.7	2.00	1045	0.81	0.77	19.50	15.00		
			3	34.43	32.90	1132.7	3.60	2128	0.83	1.56	19.76	30.74		
33	11	46.50-48.00	1	34.88	33.26	1160.1	1.00	368.8	0.83	0.26	19.82	5.24	45.61	
			2	34.66	31.30	1084.9	9.20	5918	0.81	4.42	19.46	85.98		
			3	Fragmentado por humedecimiento										
34	11	48.00-49.50	1	Fragmentado por humedecimiento										5.34
			2	34.13	32.61	1113	1.00	368.8	0.83	0.27	19.70	5.39		
			3	34.13	34.90	1191.1	1.00	368.8	0.85	0.26	20.13	5.30		
35	11 y 12	49.50-51.00	1	33.62	29.39	988.09	5.00	3076	0.79	2.45	19.11	46.82	19.31	
			2	33.62	32.35	1087.6	1.00	368.8	0.82	0.28	19.65	5.48		
			3	33.62	29.00	974.98	1.00	368.8	0.78	0.30	19.04	5.63		
36	12	51.00-52.50	1	34.80	31.96	1112.2	1.00	368.8	0.82	0.27	19.58	5.31	3.76	
			2	34.80	30.37	1056.9	0.50	30.41	0.8	0.02	19.29	0.44		
			3	34.80	27.63	961.52	1.00	368.8	0.77	0.29	18.78	5.52		
37	12	52.50-54.00	1	34.53	32.82	1133.3	10.00	6459	0.83	4.72	19.74	93.10	95.92	
			2	34.53	29.51	1019	6.00	3752	0.79	2.90	19.13	55.56		
			3	34.53	26.97	931.27	14.00	9166	0.76	7.46	18.66	139.11		
38	12 y 13	54.00-55.50	1	33.50	28.97	970.5	15.00	9842	0.78	7.93	19.03	150.97	155.69	
			2	33.78	27.58	931.65	10.00	6459	0.77	5.30	18.77	99.58		
			3	33.98	31.03	1054.4	22.00	14579	0.81	11.16	19.41	216.54		
39	13	55.50-57.00	1	32.42	29.53	957.36	17.00	11196	0.79	9.23	19.13	176.54	171.86	
			2	34.53	28.60	987.56	17.00	11196	0.78	8.82	18.96	167.18		
			3	34.28	31.85	1091.8	24.00	15933	0.82	11.91	19.56			
40	13	57.00-58.50	1	31.82	29.87	950.46	4.00	2399	0.79	2.00	19.20	38.42	22.28	
			2	31.35	27.38	858.36	1.00	368.8	0.76	0.33	18.74	6.14		
41	13 y 14	58.50-60.00	1	32.29	31.83	1027.8	7.00	4429	0.82	3.52	19.56	68.78	58.31	
			2	32.29	31.61	1020.7	5.00	3076	0.81	2.45	19.52	47.85		
			3	32.29	28.88	932.54	7.00	4429	0.78	3.71	19.01			
42	14	60.00-60.35	1	33.78	29.14	984.35	10.00	6459	0.78	5.15	19.06	98.10	77.42	
			2	33.78	29.59	999.55	6.00	3752	0.79	2.96	19.14	56.75		

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.17. Cálculo de resistencia a la compresión simple de las muestras 1 a 16 del S2.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE													
S2													
Muestra	Caja	Profundidad (m)	Esp	D (mm)	D' (mm)	De ² (mm ²)	P (kg/cm ²)	P (N)	F	I _s (MPa)	C	σ _{ic} (MPa)	σ _{icm} (MPa)
1	1	0.00 - 1.50											
2	1	1.50 - 3.00	1	34.9	30.69	1070.5	3.00	1722	0.8	1.29	19.35	24.99	124.47
			2	34	24.37	828.34	20.00	13226	0.72	11.55	18.18	210.06	
			3	34.4	27.91	959.82	14.00	9166	0.77	7.35	18.83	138.35	
3	1	3.00 - 4.50											
4	1	4.50 - 6.00	1	33.89	27.01	915.37	12.00	7812	0.76	6.47	18.67	120.76	183.32
			2	33.89	26.61	901.81	20.00	13226	0.75	11.04	18.59	205.31	
			3	33.87	23.56	797.98	21.00	13903	0.71	12.42	18.03	223.89	
5	1 y 2	6.00 - 7.50	1	33.84	25.22	853.44	21.00	13903	0.73	11.97	18.34	219.53	190.94
			2	33.37	27.17	906.66	15.00	9842	0.76	8.25	18.70	154.25	
			3	33.37	26.06	869.62	19.00	12549	0.75	10.76	18.49	199.03	
6	2	7.50 - 9.00	1	33.90	28.37	961.74	20.00	13226	0.77	10.66	18.92	201.61	108.03
			2	33.90	31.73	1075.6	7.00	4429	0.81	3.36	19.54	65.56	
			3	33.90	28.87	978.69	6.00	3752	0.78	2.99	19.01	56.93	
7	2	9.00 - 10.50	1	34.05	30.60	1041.9	9.00	5782	0.8	4.45	19.33	86.01	155.32
			2	34.05	26.87	914.92	22.00	14579	0.76	12.05	18.64	224.63	
8	2 y 3	10.50-12.00	1	34.19	25.08	857.49	22.00	14579	0.73	12.46	18.31	228.23	119.48
			2	34.19	26.20	895.78	0.00	-308	0.75	-0.26	18.52	-4.76	
			3	34.19	31.33	1071.2	14.00	9166	0.81	6.93	19.47	134.97	
9	3	12.00-13.50	1	34.58	34.50	1193	1.00	368.8	0.85	0.26	20.05	5.24	119.57
			2	34.38	26.43	908.66	23.00	15256	0.75	12.60	18.56	233.90	
10	3	13.50-15.00	1	34.33	31.02	1064.9	1.00	368.8	0.81	0.28	19.41	5.42	29.12
			2	34.33	28.98	994.88	8.00	5106	0.78	4.01	19.03	76.41	
			3	34.33	28.57	980.81	1.00	368.8	0.78	0.29	18.96	5.54	
11	3	15.00-16.50	1	34.18	34.10	1165.5	1.50	707.1	0.84	0.51	19.98	10.20	47.12
			2	34.28	31.98	1096.3	8.00	5106	0.82	3.81	19.59	74.60	
			3	34.16	28.74	981.76	6.00	3752	0.78	2.98	18.99	56.56	
12	3 y 4	16.50-18.00	1	31.21	26.71	833.62	0.00	-308	0.75	-0.28	18.61	-5.19	44.39
			2	32.74	29.26	957.97	10.00	6459	0.79	5.30	19.08	101.10	
			3	33.95	26.43	897.3	4.00	2399	0.75	2.01	18.56	37.24	
13	4	18.00-19.50	1	34.07	27.32	930.79	4.00	2399	0.76	1.96	18.72	36.77	31.87
			2	34.07	25.77	877.98	4.50	2737	0.74	2.31	18.44	42.66	
			3	34.07	26.38	898.77	2.00	1045	0.75	0.87	18.55	16.18	
14	4	19.50-21.00	1	34.15	28.22	963.71	5.00	3076	0.77	2.47	18.89	46.61	46.13
			2	34.15	30.50	1041.6	6.00	3752	0.8	2.88	19.31	55.70	
			3	34.15	28.97	989.33	4.00	2399	0.78	1.90	19.03	36.09	
15	4 y 5	21.00-22.50	1	34.53	32.72	1129.8	3.00	1722	0.83	1.26	19.72	24.84	93.08
			2	33.63	26.67	896.91	23.00	15256	0.75	12.82	18.60	238.50	
			3	33.63	29.56	994.1	2.00	1045	0.79	0.83	19.14	15.89	
16	5	22.50-24.00	1	34.17	31.17	1065.1	1.50	707.1	0.81	0.54	19.44	10.43	31.07
			2	34.17	25.19	860.74	1.00	368.8	0.73	0.31	18.33	5.77	
			3	34.17	28.66	979.31	8.00	5106	0.78	4.06	18.97	77.00	

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.18. Cálculo de resistencia a la compresión simple de las muestras 17 a 33 del S2.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE													
Continuación S2													
Muestra	Caja	Profundidad (m)	Esp	D (mm)	D' (mm)	De² (mm²)	P (kg/cm²)	P (N)	F	I_s (MPa)	C	σ_{ic} (MPa)	σ_{icm} (MPa)
17	5	24.00-25.50	1	34.52	26.95	930.31	1.00	368.8	0.76	0.30	18.66	5.60	15.78
			2	33.90	28.53	967.17	2.00	1045	0.78	0.84	18.95	15.91	
			3	33.90	30.14	1021.7	3.00	1722	0.8	1.34	19.25	25.83	
18	5 y 6	25.50-27.00	1	33.91	28.23	957.28	0.50	30.41	0.77	0.02	18.89	0.46	25.09
			2	33.45	27.34	914.52	7.00	4429	0.76	3.69	18.73	69.12	
			3	33.45	28.90	966.71	1.00	368.8	0.78	0.30	19.02	5.67	
19	6	27.00-28.50	1	34.29	28.25	968.69	11.00	7136	0.77	5.70	18.90	107.66	76.71
			2	34.29	28.97	993.38	12.00	7812	0.78	6.15	19.03	117.07	
			3	34.29	31.82	1091.1	1.00	368.8	0.82	0.28	19.56	5.39	
20	6	28.50-30.00	1	34.46	31.35	1080.3	6.00	3752	0.81	2.82	19.47	54.81	118.18
			2	34.46	32.59	1123.1	19.00	12549	0.82	9.22	19.70	181.55	
21	6	30.00-31.50	1	34.36	30.63	1052.4	28.00	18639	0.8	14.21	19.34	274.69	276.10
			2	34.36	28.32	973.08	28.00	18639	0.77	14.83	18.91	280.46	
			3	34.36	31.31	1075.8	28.00	18639	0.81	14.04	19.46	273.15	
22	7	31.50-33.00	1	34.46	32.85	1132	7.00	4429	0.83	3.24	19.75	63.95	108.36
			2	34.46	32.08	1105.5	16.00	10519	0.82	7.79	19.60	152.78	
23	7	33.00-34.50	1	34.37	30.85	1060.3	5.00	3076	0.8	2.33	19.38	45.23	66.56
			2	34.37	27.28	937.61	9.00	5782	0.76	4.70	18.72	87.89	
24	7	34.50-36.00	1	34.38	27.29	938.23	2.00	1045	0.76	0.85	18.72	15.88	8.99
			2	34.38	27.30	938.57	1.00	368.8	0.76	0.30	18.72	5.60	
			3	34.38	29.70	1021.1	1.00	368.8	0.79	0.29	19.16	5.47	
25	7	36.00-37.50	1	34.38	28.36	975.02	7.00	4429	0.77	3.52	18.92	66.58	100.16
			2	34.38	28.30	972.95	12.00	7812	0.77	6.22	18.91	117.50	
			3	34.38	29.32	1008	12.00	7812	0.79	6.10	19.09	116.39	
26	7 y 8	37.50-39.00	1	34.22	32.16	1100.5	5.00	3076	0.82	2.29	19.62	44.95	55.19
			2	34.22	30.84	1055.3	7.00	4429	0.8	3.38	19.38	65.42	
			3	34.22	30.77	1052.9	9.00	5782	0.8	4.41	19.36		
27	8	39.00-40.50	1	33.45	28.99	969.72	4.00	2399	0.78	1.94	19.03	36.84	27.19
			2	30.78	28.45	875.69	2.00	1045	0.78	0.93	18.93	17.54	
28	8	40.50-42.00	1	33.54	29.93	1003.9	2.50	1384	0.79	1.09	19.21	21.02	13.33
			2	33.54	29.13	977.02	1.00	368.8	0.78	0.30	19.06	5.64	
			3	33.54	27.17	911.28	8.00	5106	0.76	4.26	18.70		
29	8	42.00-43.50	1	34.25	28.55	977.84	4.50	2737	0.78	2.18	18.95	41.23	70.56
			2	34.25	30.77	1053.9	5.80	3617	0.8	2.76	19.36	53.41	
			3	34.25	29.12	997.36	12.00	7812	0.78	6.14	19.06	117.04	
30	8 y 9	43.50-45.00	1	34.25	30.39	1040.9	7.00	4429	0.8	3.40	19.29	65.61	65.61
31	9	45.00-46.50	1	34.15	28.97	989.33	16.00	10519	0.78	8.32	19.03	158.28	158.28
32	9	46.50-48.00	1	34.15	30.27	1033.7	3.00	1722	0.8	1.33	19.27	25.61	49.34
			2	34.15	28.61	977.03	8.00	5106	0.78	4.06	18.96	77.08	
			3	34.15	31.35	1070.6	5.00	3076	0.81	2.33	19.47	45.33	
33	9	48.00-49.50											

**SEGUIMIENTO DEL PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN CORTE CARRETERO, CON
EL PROPÓSITO DE MEJORAR LA METODOLOGÍA UTILIZADA**

Tabla 0.19. Cálculo de resistencia a la compresión simple de las muestras 34 a 40 del S2.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE													
Continuación S2													
Muestra	Caja	Profundidad (m)	Esp	D (mm)	D' (mm)	De² (mm²)	P (kg/cm²)	P (N)	F	I_s (MPa)	C	σ_{ic} (MPa)	σ_{icm} (MPa)
34	9	49.50-51.00	1	34.43	31.69	1091.1	10.00	6459	0.81	4.82	19.53	94.18	100.53
			2	34.43	28.57	983.67	11.00	7136	0.78	5.64	18.96	106.89	
35	9	51.00-52.50	1	34.37	26.09	896.71	8.00	5106	0.75	4.25	18.50	78.59	26.50
			2	34.37	34.37	1181.3	0.50	30.41	0.84	0.02	20.03	0.44	
			3	34.37	23.30	800.82	0.50	30.41	0.71	0.03	17.98	0.48	
36	9 y 10	52.50-54.00	1	32.35	27.97	904.83	3.00	1722	0.77	1.47	18.84	27.62	55.09
			2	32.35	31.53	1020	4.00	2399	0.81	1.91	19.50	37.27	
			3	32.35	31.50	1019	10.00	6459	0.81	5.15	19.50	100.38	
37	10	54.00-55.50	1	34.48	34.48	1188.9	0.50	30.41	0.85	0.02	20.05	0.43	43.43
			2	34.48	34.19	1178.9	6.00	3752	0.84	2.68	19.99	53.63	
			3	34.48	28.79	992.68	8.00	5106	0.78	4.01	19.00	76.21	
38	10	55.50-57.00	1	34.48	28.11	969.23	14.50	9504	0.77	7.57	18.87	142.80	131.11
			2	34.48	26.43	911.31	12.00	7812	0.75	6.43	18.56	119.43	
39	10	57.00-58.50	1	34.48	34.48	1188.9	0.50	30.41	0.85	0.02	20.05	0.43	47.36
			2	34.48	31.36	1081.3	10.00	6459	0.81	4.84	19.47	94.29	
40	10	58.50-60.00											

ANEXO F. FOTOGRAFÍA ESTADO ACTUAL CORTE.

