

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD Y ALTERNATIVAS DE
SOLUCIÓN DEL TALUD DEL CERRO QOÑIUNU EN EL
DISTRITO DE OLLACHEA”**

TESIS

PRESENTADA POR:

ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2017

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN
DEL TALUD DEL CERRO QOÑIUNU EN EL DISTRITO DE OLLACHEA”**

TESIS PRESENTADA POR:

ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL



APROBADA POR:

PRESIDENTE:

Ing. EMILIO AUGUSTO MOLINA CHAVEZ

PRIMER MIEMBRO:

M.C. GINO FRANK LAQUE CORDOVA

SEGUNDO MIEMBRO:

Ing. GLENY ZOILA DE LA RIVA TAPIA

DIRECTOR / ASESOR:

M.Sc. MARIANO ROBERTO GARCÍA LOAYZA

Área :

Geotecnia

Tema :

Estabilidad de taludes y alternativas de solución

Línea de investigación:

Desplazamientos, huaycos y aludes

Fecha de sustentación 21 de diciembre del 2017

DEDICATORIA

A Dios, por darme la oportunidad de seguir adelante, por mostrarme tantas señales cada día que hacen que decida pensando, por hacerme una mejor persona cada día, por enseñarme que lo difícil de conseguir es lo más apreciado y recordado, por darme la dicha de ser Ingeniero Civil.

A mi Abuela Soraida Soto Bustinza, por darme la fuerza para seguir adelante sin mirar atrás, por ser ella quien merece todos los logros, por haber hecho de mí la persona que soy, por darme siempre su apoyo incondicional hasta en los peores momentos, por mostrarme que la vida es para ser felices.

A mi mamá Angelica Vilca Soto, a mis tíos José Vilca Soto y Esposa, a mi tío Simón Medina Calla, a mi tía Luz Marina Vilca Soto, a mi hermana, mi hermano, mis primos, primas y toda mi familia por el apoyo moral que me brindan a diario.

AGRADECIMIENTO

A mi Abuela Soraida Soto Bustinza, por ser mi fuente de inspiración para lograr lo que me proponga.

A toda mi familia, por estar a mi lado y por compartir esos momentos gratos y experiencias inolvidables en esta etapa de mi vida.

A mis amigos por su apoyo incondicional, por las tantas risas y cosas compartidas que hacen que la vida sea más amena y feliz.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano Puno, que me han impartido sus conocimientos, experiencias, sabios consejos y que estuvieron siempre dispuestos a aclarar las dudas e interrogantes.

A todas aquellas personas que directa e indirectamente colaboraron y contribuyeron con su apoyo, comentarios y sugerencias para el desarrollo y culminación de esta tesis.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	13
ÍNDICE DE TABLAS	15
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	17
RESUMEN	19
ABSTRACT	20
CAPÍTULO I	21
INTRODUCCIÓN	21
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	22
1.2.1. PREGUNTA GENERAL	22
1.2.2. PREGUNTAS ESPECÍFICAS	22
1.3. HIPÓTESIS	22
1.3.1. HIPÓTESIS GENERAL	22
1.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	22
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	23
1.4.1. OBJETIVO GENERAL	23
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	23
1.6. ANTECEDENTES DE LA ZONA DE ESTUDIO	23
1.7. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO	26
1.7.1. UBICACIÓN	26
1.7.2. ACCESIBILIDAD	26
1.7.3. ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS	27
1.7.3.1. TEMPERATURA	27
1.7.3.2. PRECIPITACIÓN	27

1.7.3.3. VELOCIDAD Y DIRECCIÓN DEL VIENTO	27
1.8. GEOLOGÍA REGIONAL.....	28
1.8.1. GEOMORFOLOGÍA	28
1.8.2. FISIOGRAFÍA	28
1.8.3. OROGRAFÍA.....	30
1.8.4. HIDROGRAFÍA REGIONAL.....	30
1.8.5. GEODINÁMICA EXTERNA.....	31
1.9. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	32
1.9.1. CORDILLERA ORIENTAL.....	32
1.9.2. FAJA SUBANDINA	32
1.9.3. ACTIVIDAD TECTÓNICA	32
1.9.4. FALLAS	34
1.9.5. RIESGOS GEOLÓGICOS.....	35
1.9.6. GEODINÁMICA INTERNA Y SISMICIDAD.....	35
1.10. GEOLOGÍA LOCAL Y ESTRATIGRAFÍA	36
1.10.1. FORMACIÓN SANDIA (OS-s)	38
1.10.2. FORMACIÓN ANANEA (SD-A)	38
1.10.3. PLUTÓN OLLACHEA – SIENITA (Jim-o-sie).....	39
1.10.4. LITOLOGÍA	39
1.11. AGUAS TERMALES	40
1.12. HIDROGEOLOGÍA.....	41
CAPÍTULO II.....	42
REVISIÓN DE LA LITERATURA.....	42
2.1. BASES TEÓRICAS	42
2.1.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA	42
2.1.2. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA.....	42

2.1.3.	ESTACIÓN GEOMECÁNICA.....	43
2.1.4.	MEDIO CONTINUO	43
2.1.5.	MEDIO DISCONTINUO.....	43
2.1.6.	TALUD Y COMPONENTES	44
2.1.7.	CLASIFICACIÓN RMR DE BIENIAWSKI.....	44
2.1.8.	CLASIFICACIÓN GSI (GEOLOGICAL STRENGHT INDEX)	46
2.1.9.	CLASIFICACIÓN SMR (SLOPE MASS RATING)	46
2.1.10.	CORRELACIÓN ENTRE RMR Y GSI	48
2.1.11.	ÍNDICE DE DESIGNACIÓN DE LA CALIDAD DE LA ROCA (RQD)	49
2.1.12.	LITOLOGÍA	50
2.1.13.	FAMILIA DE DISCONTINUIDADES	50
2.1.14.	BUZAMIENTO Y DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	50
2.1.15.	ESPACIAMIENTO ENTRE DISCONTINUIDADES.....	51
2.1.16.	CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES	52
2.1.17.	AGUA EN LOS MACIZOS ROCOSOS Y TALUDES	53
2.1.18.	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL.....	54
2.1.19.	NORMA Y PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DUREZA DEL REBOTE (R) DEL MARTILLO SCHMIDT (SH)	54
2.1.20.	MÓDULO DE DEFORMACIÓN DE LA ROCA INTACTA	56
2.1.21.	CRITERIOS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO.....	56
2.1.21.1.	CRITERIO DE RESISTENCIA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN....	56
2.1.21.2.	CRITERIO DE RESISTENCIA DE MOHR COULOMB	57
2.1.21.3.	MÓDULO DE DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	58
2.1.22.	CRITERIO DE RESISTENCIA DE DISCONTINUIDADES	58
2.1.22.1.	CRITERIO DE RESISTENCIA NO LINEAR DE BARTON BANDIS.....	58
2.1.23.	TILL TEST Y ÁNGULO DE FRICCIÓN	61

2.1.24. FACTORES DE INESTABILIDAD.....	62
2.1.25. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	62
2.1.25.1. ANÁLISIS CINEMÁTICO.....	63
2.1.25.2. PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA	63
2.1.25.3. MÉTODOS DE CÁLCULO Y DISEÑO	65
2.1.25.4. MÉTODO EMPÍRICO.....	65
2.1.25.5. MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE (MEL)	66
2.1.25.6. ROTURA DE TALUDES Y SUPERFICIE ROTURA	66
2.1.25.7. TIPOS DE ROTURA EN TALUDES.....	66
2.1.25.8. ROTURA PLANAR.....	68
2.1.25.9. ROTURA EN CUÑA.....	71
2.1.25.10. ROTURA POR VOLTEO	76
2.1.25.11. ROTURA CIRCULAR.....	78
2.1.25.12. MÉTODOS NUMÉRICOS	79
2.1.25.13. ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO	81
2.1.26. SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN.....	83
2.1.26.1. MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TALUD.....	84
2.1.26.2. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	86
2.1.26.3. REFUERZO DE TALUDES	88
2.1.26.4. DRENAJE DE AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS.....	94
2.2. DEFINICIONES CONCEPTUALES	95
2.2.1. MACIZO ROCOSO	95
2.2.2. ROCA INTACTA	96
2.2.3. DISCONTINUIDAD.....	96
2.2.4. FACTOR DE SEGURIDAD.....	97
2.3. ANTECEDENTES	97

CAPÍTULO III	102
MATERIALES Y MÉTODOS	102
3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO	102
3.2. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	102
3.2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	102
3.2.2. DISEÑO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	102
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	102
3.3.1. POBLACIÓN	102
3.3.2. MUESTRA	103
3.3.3. TAMAÑO DE MUESTRA	103
3.4. CARACTERIZACIÓN Y PROCEDIMIENTOS DE LOS MÉTODOS	103
3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	104
3.5.1. MEDICIÓN Y RECOLECCIÓN DE DATOS	104
3.5.2. INSTRUMENTOS, ENSAYOS DE LABORATORIO, SOFTWARE	105
3.6. PROCESAMIENTO, TRATAMIENTO, SISTEMATIZACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	106
3.6.1. TRATAMIENTO Y SISTEMATIZACIÓN DE DATOS	106
3.6.2. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	107
3.6.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	107
CAPÍTULO IV	108
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	108
4.1. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA	108
4.1.1. ESTRUCTURAS MAYORES	108
4.1.1.1. FALLAS	108
4.1.2. ESTRUCTURAS MENORES	109
4.1.2.1. MICROPLIEGUES	109

4.1.2.2. DISCONTINUIDADES	109
4.1.3. FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES.....	109
4.1.4. ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO Y RESIDUAL.....	111
4.2. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA.....	112
4.2.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO	112
4.2.1.1. CLASIFICACIÓN RMR DE BIENIAWSKI.....	112
4.2.1.2. CLASIFICACIÓN POR EL MÉTODO ÍNDICE GSI.....	112
4.2.2. VALORACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO	113
4.2.2.1. CRITERIO DE RESISTENCIA GENERALIZADO DE HOEK – BROWN - DIEDERICHS	113
4.2.3. VALORACIÓN GEOTÉCNICA DE ESTRUCTURAS	115
4.2.3.1. CRITERIO DE RESISTENCIA DE BARTON – BANDIS Y MOHR COULOMB	115
4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	117
4.3.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO EMPÍRICO	118
4.3.1.1. ÍNDICE SMR (SLOPE MASS RATING)	118
4.3.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO ESTEREOGRÁFICO O CINEMÁTICO	123
4.3.2.1. ROTURA PLANAR.....	125
4.3.2.2. ROTURA POR CUÑA	126
4.3.2.3. ROTURA POR VUELCO FLEXURAL.....	127
4.3.2.4. ROTURA POR VUELCO DIRECTO Y OBLICUO.....	129
4.3.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD - MÉTODO EQUILIBRIO LÍMITE	130
4.3.3.1. ROTURA PLANAR.....	131
4.3.3.2. ROTURA POR CUÑA	132
4.3.3.3. ROTURA POR VUELCO.....	134
4.3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO NUMÉRICO	135

4.4.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN PARA EL TALUD	137
4.4.1.	MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TALUD.....	137
4.4.2.	DRENAJES	138
4.4.3.	CONSTRUCCIÓN DE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	139
4.4.4.	AUMENTO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO MEDIANTE LA INTRODUCCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	139
4.4.5.	SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN RECOMENDADO POR LA CLASIFICACIÓN SMR	140
4.4.6.	SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ADOPTADO.....	142
4.4.7.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ADOPTADO	143
4.4.7.1.	ESTABILIZACIÓN DE ROTURA PLANAR	143
4.4.7.2.	ESTABILIZACIÓN DE ROTURA POR CUÑA	144
4.4.8.	OTRAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	144
	CAPÍTULO V	145
	CONCLUSIONES	145
	CAPÍTULO VI	148
	RECOMENDACIONES	148
	CAPÍTULO VII	149
	REFERENCIAS	149
	ANEXOS	155
	ANEXO A: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	156
	ANEXO B: PLANOS.....	158
	B-1: PLANO DE UBICACIÓN	159
	B-2: PLANO GEOLÓGICO LOCAL	160
	B-2: PLANO TOPOGRÁFICO.....	161

B-4: DELIMITACIÓN DE SUB TALUDES.....	162
ANEXO C: PANEL FOTOGRÁFICO.....	163
ANEXO D: MAPEO GEOMECÁNICO.....	180
ANEXO E: DATOS ESTRUCTURALES	182
ANEXO F: DIAGRAMAS ESTEREOGRÁFICOS	184
ANEXO F-1: DIAGRAMAS DE FRECUENCIAS.....	185
ANEXO F-2: DIAGRAMAS DE PLANOS	187
ANEXO G: CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS	189
ANEXO H: CRITERIO DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	192
ANEXO I: CRITERIO DE RESISTENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES	194
ANEXO J: RESULTADOS DE LABORATORIO Y CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN.....	196
ANEXO K: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD POR EL MÉTODO CINEMÁTICO	203
ANEXO K-1: ROTURA PLANAR	204
ANEXO K-2: ROTURA POR CUÑA	206
ANEXO K-3: ROTURA POR VUELCO FLEXURAL.....	208
ANEXO K-4: ROTURA POR VUELCO DIRECTO	210
ANEXO L: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	212
ANEXO L - 1: ROTURA PLANAR.....	213
ANEXO L - 2: ROTURA POR CUÑA.....	216
ANEXO L - 3: ROTURA POR VUELCO	218
ANEXO M: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD POR EL MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS	220
ANEXO N: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD - SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN..	222

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Derrumbe en el Km 232+240 ocurrido el 25 de enero del 2014.....	24
Figura 2: Deslizamiento de talud de roca ocurrido el 09 de febrero del 2017	25
Figura 3: Tránsito bloqueado, acumulación de vehículos después del derrumbe	25
Figura 4: Talud y componentes.	44
Figura 5: Vista isométrica del plano mostrando la Dirección de buzamiento y Buzamiento de una discontinuidad	51
Figura 6: Vista en planta en un estereograma de la Dirección de buzamiento y Buzamiento de una discontinuidad	51
Figura 7: Ábaco para la determinación de UCS a partir del R(L)	55
Figura 8: Criterio de resistencia de Mohr Coulomb	58
Figura 9: Perfiles normalizados para la obtención del JRC.....	60
Figura 10: Tilt Test para determinar el ángulo de fricción básico.....	61
Figura 11: Uso de las proyecciones estereográficas para la representación de familias de discontinuidades	64
Figura 12: Estereograma polar de igual ángulo	64
Figura 13: Estereograma ecuatorial de igual ángulo	65
Figura 14: Principales tipos de rotura en taludes de roca	67
Figura 15: Geometría de talud que muestra una rotura planar	68
Figura 16: Geometría del plano de rotura del talud.....	69
Figura 17: Posibles presiones de agua subterránea en fallas planas.....	70
Figura 18: Condiciones geométricas para la rotura por cuña	72
Figura 19: Resolución de fuerzas para calcular el factor de seguridad de la cuña	73
Figura 20: Geometría de la cuña usada para el análisis de estabilidad incluyendo la fricción, la cohesión y la presión del agua en la superficie de deslizamiento	74
Figura 21: Estereograma con los datos requeridos para el análisis de estabilidad.....	76
Figura 22: Condiciones cinemáticas para el deslizamiento flexural antes del volteo. ...	77

Figura 23: Forma típica de superficies de deslizamiento circular	79
Figura 24: Zonas sísmicas	82
Figura 25: Talud con ángulo continuo o con bermas	85
Figura 26: Muro de hormigón armado en macizo rocoso.	87
Figura 27: Tipos de inyección en el terreno	89
Figura 28: Cosido de un deslizamiento rotacional con micropilotes.....	89
Figura 29: Elementos de un anclaje.....	91
Figura 30: Anclaje de muro	94
Figura 31: Propiedades de las discontinuidades	96
Figura 32: Procedimiento metodológico para la ejecución del proyecto	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ubicación del área de estudio.....	26
Tabla 2: Accesibilidad del área de estudio	26
Tabla 3: Unidades fisiográficas de la zona de estudio.....	29
Tabla 4: Unidades Litoestratigráficas Cuadrángulo 28 v3	37
Tabla 5: Coordenadas de la fuente termal de Ollachea	40
Tabla 6: Parámetros básicos de la clasificación RMR Bieniawski	45
Tabla 7: Guía para clasificar las condiciones de las discontinuidades.	45
Tabla 8: Calidad de la roca en función del RMR	46
Tabla 9: Parámetros de corrección por ajuste de juntas	47
Tabla 10: Parámetro de corrección por método de excavación.....	47
Tabla 11: Clases de estabilidad y clasificación de taludes rocosos según SMR	48
Tabla 12: Descripción del grado de meteorización	52
Tabla 13: Soporte sugerido por la clasificación SMR.....	83
Tabla 14: Recomendaciones para el uso de anclajes en función del tipo de macizo rocoso	92
Tabla 15: Operacionalización de variables.....	107
Tabla 16: Familias de discontinuidades por tramos	110
Tabla 17: Ángulo de fricción residual de los tramos de talud.....	111
Tabla 18: Valores de RMR obtenidos para cada tramo de talud.....	112
Tabla 19: Valores de GSI obtenidos para cada tramo de talud	113
Tabla 20: Datos de entrada para el cálculo de la resistencia del macizo rocoso	114
Tabla 21: Resultados de parámetros de resistencia del macizo rocoso.	115
Tabla 22: Resultados obtenidos de parámetros de resistencia de las discontinuidades.116	
Tabla 23: Datos requeridos para el cálculo de SMR	118

Tabla 24: Resumen de resultados de la clasificación SMR y condiciones de estabilidad	120
Tabla 25: Datos requeridos para el análisis cinemático	124
Tabla 26: Resultados del tipo de rotura planar	125
Tabla 27: Resultados del tipo de rotura por cuña	126
Tabla 28: Resultados del análisis cinemático para rotura por vuelco flexural	128
Tabla 29: Resultados del análisis cinemático para rotura por vuelco directo y oblicuo	129
Tabla 30: Datos de entrada para el análisis por el MEL Rotura planar	131
Tabla 31: Resultados de análisis de rotura planar	131
Tabla 32: Datos de entrada para el análisis de rotura por cuña	133
Tabla 33: Resultados del análisis de rotura por cuña	134
Tabla 34: Datos de entrada para el análisis de equilibrio límite por vuelco	135
Tabla 35: Resultados del análisis de rotura por vuelco	135
Tabla 36: Datos de entrada para el análisis de estabilidad mediante métodos numéricos	136
Tabla 37: Resultados del análisis estabilidad por el método de elementos finitos	136
Tabla 38: Diseño empírico de sostenimiento según el índice SMR	140
Tabla 39: Sistema de estabilización adoptado	142
Tabla 40: Resultados del análisis de estabilidad por rotura planar del sistema de estabilización adoptado	143
Tabla 41: Resultados del análisis de estabilidad por rotura planar del sistema de estabilización adoptado	144

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

a	: Constante de material (criterio de Hoek – Brown).
ASTM	: American Section of the International Association for Testing Materials.
D	: Factor de alteración por efectos de voladura o relajación en el macizo rocoso.
E_i	: Modulo de elasticidad o de deformación de la roca intacta.
E_m	: Modulo de elasticidad o de deformación del macizo rocoso.
FS	: Factor de Seguridad
GSI	: Geological Strength Index.
g/cm^3	: Gramos sobre centímetro cubico.
ISRM	: International Society for Rock Mechanics.
ITGME	: Instituto Tecnológico Geominero de España.
JCS	: Joint Wall Compressive Strength.
JRC	: Joint Roughness Coefficient.
Km	: Kilometro.
kN/m^3	: Kilo Newton sobre Metro cubico.
m_b	: Es un valor reducido de la constante de material m_i .
MEL	: Método de Equilibrio Límite
MEF	: Método de Elementos Finitos
m_i	: Constantes de material (criterio de Hoek – Brown).
MPa	: Mega Pascal.
N.F.	: Nivel freático
RQD	: Rock Quality Designation.
RMR	: Rock Mass Rating.
UCS	: Uniaxial Compressive Strength o Resistencia a la Compresión Simple.
s	: Constante de material (criterio de Hoek – Brown).
S	: Espaciamiento entre las estructuras.
σ_{3max}	: Valor máximo de esfuerzo efectivo principal menor al momento de rotura
σ_{3min}	: Valor mínimo de esfuerzo efectivo principal menor al momento de rotura en un ensayo triaxial.
SNMPE	: Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía.
σ_t	: Resistencia a la tracción.

σ_c	: Resistencia a la compresión uniaxial.
σ_{cm}	: Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.
ϕ	: Ángulo de fricción.
%	: Porcentaje.
σ_1	: Esfuerzo efectivo principal mayor.
σ_3	: Esfuerzo efectivo principal menor.

RESUMEN

El cerro Qoñiunu ubicado a 0.5 km del distrito de Ollachea se encuentra en constante inestabilidad, mostrando caída de rocas y la posibilidad de deslizamiento de todo el talud, ello podría afectar a las personas que transitan la vía y a la carretera Interoceánica Tramo 4 Azángaro – Inambari. Los objetivos planteados fueron determinar las características geomecánicas del macizo rocoso y diseñar un sistema de estabilización óptimo para el talud. Se analizaron 880 puntos de muestreo por el método scanline, y 221 en mapeo por ventanas, distribuidos en 11 sub taludes adoptados de acuerdo con la dirección del talud y el dominio estructural. La clasificación RMR varía entre 34.95 y 52.95, el GSI varía entre 37.05 y 53.95, el SMR varía entre 0 y 53; se utilizó el criterio de resistencia Barton - Bandis para las familias de discontinuidades y el criterio de resistencia Hoek - Brown para el macizo rocoso. El análisis de estabilidad por MEL obtuvo en rotura planar FS inestables entre 1.016 y 1.024, en rotura por cuña un FS inestable de 1.444; el análisis por MEF obtuvo FS inestables entre 1.03 y 1.31; considerando las limitantes de aplicación de los sistemas de estabilización, la clasificación geomecánica SMR y los FS, se adoptó el sistema de estabilización mediante la introducción de elementos estructurales para mejorar la resistencia del macizo rocoso del talud, estos son pernos de anclaje, shotcrete, mallas metálicas y/o drenaje. El diseño por análisis retrospectivo obtuvo pernos de anclaje de 25 mm de diámetro, con una longitud que varía entre 6 y 24.5 metros, shotcrete reforzado de con resistencia cortante de 1.17 MPa, del análisis de estabilidad del sistema de estabilización en rotura planar se obtuvo en los sub taludes 4 y 9 una mejora del factor de seguridad de 1.024 a 1.520 y 1.529 respectivamente. Se planteó como otra alternativa de solución, la construcción de un túnel que atravesase el talud en estudio debido a que es complicado aplicar las medidas de estabilización, debido a las condiciones del talud como pendientes elevadas, caída eventual de rocas y espacio limitado para realizar estos trabajos.

Palabras clave: Caracterización geomecánica, Estabilidad de taludes, Taludes en roca, Sistema de estabilización, Factor de Seguridad

ABSTRACT

The Qoñiunu hill located 0.5 km from the district of Ollachea is in constant instability, showing rock fall and the possibility of sliding the entire slope, this could affect the people who transit the road and the Interoceanic Highway Section 4 Azángaro – Inambari. The objectives were to determine the geomechanical characteristics of the rock mass and design an optimal stabilization system for the slope. 880 sampling points were analyzed by the scanline method, and 221 in mapping by windows, distributed in 11 sub slopes adopted according to the direction of the slope and the structural domain. The RMR classification varies between 34.95 and 52.95, the GSI varies between 37.05 and 53.95, the SMR varies between 0 and 53; the Barton - Bandis resistance criterion was used for the families of discontinuities and the Hoek - Brown resistance criterion for the rock mass. The analysis of stability by MEL obtained in unstable FS planar rupture between 1.016 and 1.024, in wedge rupture an unstable FS of 1.444; the analysis by MEF obtained unstable FS between 1.03 and 1.31; considering the limitations of application of the stabilization systems, the SMR geomechanical classification and FS, the stabilization system was adopted by introducing structural elements to improve the resistance of the rock mass of the slope, these are anchor bolts, shotcrete, meshes metallic and / or drainage. The design by retrospective analysis obtained anchoring bolts of 25 mm diameter, with a length that varies between 6 and 24.5 meters, reinforced shotcrete with shear strength of 1.17 MPa, from the analysis of stability of the stabilization system in planar rupture was obtained in the sub slopes 4 and 9 improved the safety factor from 1,024 to 1,520 and 1,529 respectively. Another alternative solution was proposed, the construction of a tunnel that crosses the slope in study because it is complicated to apply the stabilization measures, due to the conditions of the slope such as steep incline, eventual falling of rocks and limited space to perform these jobs.

Key words: Geomechanical characterization, Stability of slopes, Slopes in rock, Stabilization system, Security Factor

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el Cerro Qoñiunu, ubicado en un valle accidentado a 0.5 km al Sur - Oeste del distrito de Ollachea, desde el año 2011, hasta la actualidad, se viene suscitando constantes caídas de roca y deslizamientos de grandes masas rocosas. Esta situación ha generado incidentes en la vida de las personas, pérdida de bienes materiales y constantes bloqueos de la carretera que comunica al Distrito de Macusani con el Distrito de Ollachea, esta carretera pertenece al Tramo 4 Azángaro – Inambari de la Carretera Interoceánica, además es la única vía que comunica a las ciudades que comprenden el Tramo 4. Estos efectos negativos se podrían estar generando por las deficientes características del macizo rocoso.

Si no se realiza algún trabajo de estabilización, seguirá existiendo la inestabilidad del talud y en consecuencia seguirán produciéndose caídas de grandes bloques de roca y un probable deslizamiento de todo el talud. Estos sucesos pueden afectar negativamente a las personas que transitan dicha vía y a la carretera Interoceánica, pudiendo resultar en lesiones graves, inclusive pérdida de vidas humanas y pérdida de bienes materiales.

Para mejorar la Estabilidad del talud se debe realizar una caracterización geomecánica de las condiciones in-situ lo que nos permitirá conocer las propiedades geomecánicas del macizo rocoso, así como el comportamiento debido a aguas subterráneas y superficiales, esta caracterización determinará el diseño de un sistema de estabilización óptimo para el talud, el cual debe verificarse según los factores de seguridad después de aplicada la estabilización.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PREGUNTA GENERAL

¿Cuáles son las características geomecánicas que determinan el diseño de sistema de estabilización del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea?

1.2.2. PREGUNTAS ESPECÍFICAS

- ¿Cuáles son las características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea?
- ¿Cuál es el diseño de sistema de estabilización más óptimo del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea?

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. HIPÓTESIS GENERAL

Las características geomecánicas como las propiedades estructurales, propiedades índice y mecánicas del macizo rocoso determinan el diseño de sistema de estabilización más óptimo del Talud de Cerro Qoñiunu de Ollachea.

1.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- La caracterización geomecánica del macizo rocoso está determinado por las propiedades estructurales, propiedades índice y mecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.
- El diseño de sistema de estabilización está determinado por las características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso para determinar el diseño del sistema de estabilización de sistema de estabilización del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.
- Diseñar el sistema de estabilización más óptimo para el Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El estudio se realizará porque existe una inestabilidad constante del talud del cerro Qoñiunu, que genera constantes caídas de rocas pequeñas y de grandes masas rocosas, que ponen en peligro bienes materiales en las viviendas aledañas y vidas humanas.

Esta investigación se realizará para conocer las propiedades geomecánicas con las cuales se puedan diseñar un óptimo sistema de estabilización, y así se pueda evitar un probable deslizamiento de todo el talud, para prevenir accidentes fatales en personas, daños a la carretera Interoceánica y pérdida de bienes materiales.

1.6. ANTECEDENTES DE LA ZONA DE ESTUDIO

Según el Reporte de Emergencias en la Red Vial Nacional emitido por Provías Nacional (2014), ocurrió un derrumbe en la zona de estudio generando un tránsito restringido en el Tramo: Ollachea – Inambari, Sector: Macusani – Ollachea Km 182+000 hasta Km 233+000, la ocurrencia se dio el 06 de octubre del 2011, iniciándose

inmediatamente con los trabajos de limpieza y remoción del material suelto para liberar el tránsito restringido.

El derrumbe (ver Figura 1) con más magnitud presentado hasta la fecha ocurrió el 25 de enero del 2014, en la progresiva 232+240, dentro de la zona de estudio (Km 232+060 hasta Km 232+600), dejando incomunicada y con tránsito bloqueado a la población de Ollachea por más de 24 horas, además de tránsito restringido con horarios de pase de 30 minutos cada 2 horas por más de 1 semana.



Figura 1: Derrumbe en el Km 232+240 ocurrido el 25 de enero del 2014

Fuente: Propia

Se presentó un derrumbe de gran magnitud, bloqueando cerca de 50 metros de la carretera Interoceánica Tramo 4, este hecho se produjo debido a las fuertes lluvias que cayeron en las últimas horas previas al deslizamiento, en el sector comprendido entre el puente San Francisco y Ollachea, específicamente en el Km 232+150 a 800 metros antes de llegar a la ciudad de Ollachea, dentro del área de estudio (Km 232+060 hasta Km

232+600) en la fecha 09 de febrero del 2017, produciendo como consecuencia el bloqueo desde las 17:00 horas del 09 de febrero, hora en que se produjo el deslizamiento hasta las 12:00 horas del 10 de febrero aproximadamente (Radio Altura, 2017; Radio Exclusiva, 2017). Este derrumbe se muestra en las Figuras 2 y 3.



Figura 2: Deslizamiento de talud de roca ocurrido el 09 de febrero del 2017
Fuente: (Radio Exclusiva, 2017)



Figura 3: Tránsito bloqueado, acumulación de vehículos después del derrumbe
Fuente: (Radio Altura, 2017)

1.7. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

1.7.1. UBICACIÓN

El talud de roca del cerro Qoñiunu está ubicado entre las progresivas Km 232 + 100 hasta Km 232 + 600 del Tramo 4 – Azángaro – Inambari de la carretera Interoceánica, a 0.5 km del distrito de Ollachea, al lado izquierdo del Tramo 4: Azángaro Inambari de la carretera Interoceánica y al lado izquierdo del río Ollachea. En el Anexo B-1 se muestra un plano de ubicación del área de estudio. Políticamente se encuentra en el Distrito de Ollachea, provincia de Carabaya, departamento de Puno. El área de estudio está delimitado por las coordenadas UTM, presentadas en la Tabla 1.

Tabla 1: Ubicación del área de estudio

Ítem	Este	Norte	Altura
1	340371.12	8473933.32	2982
2	340371.12	8473794.50	2738
3	340715.74	8473933.32	2985
4	340715.74	8473794.50	2732

Fuente: Elaboración propia

1.7.2. ACCESIBILIDAD

Las vías de comunicación para acceder a la zona de investigación desde la ciudad de Puno se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2: Accesibilidad del área de estudio

Tramo	Distancia (km)	Tiempo	Condición de vía
Puno – Juliaca	44	45 min	Asfaltada
Juliaca – Macusani	209.8	3 h	Asfaltada
Macusani – Cerro Qoñiunu	57.8	1 h	Asfaltada
Cerro Qoñiunu – Ollachea	0.5	2 min	Asfaltada

Fuente: Elaboración propia

1.7.3. ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS

1.7.3.1. TEMPERATURA

La zona de estudio según (SENHAMI, 2017), en los años 2011 al 2017, reportó una temperatura máxima de 23.2 °C y una temperatura mínima de 3 °C, además una temperatura promedio de 13.38 °C. Esto indica que la temperatura es templada debido a que el distrito de Ollachea se encuentra en una zona de transición entre la sierra y la selva de Puno.

1.7.3.2. PRECIPITACIÓN

La zona de estudio es afectada por fuertes precipitaciones y precipitación constante a lo largo del año, existen tres estaciones meteorológicas del SENHAMI actualmente en funcionamiento, están ubicadas en los distritos de San Gabán, Ollachea y Macusani, los tres en la provincia de Carabaya. Para obtener datos que representen la realidad se usó solamente la estación meteorológica de Ollachea, debido a que está muy próximo a la zona de estudio y las otras dos estaciones se encuentran muy alejadas. La precipitación media anual reportada para esta estación en los años 2011 al 2017 es de 1172.7 mm. El período de lluvias es desde el mes de octubre a marzo y el periodo de estiaje se inicia desde el mes de abril a setiembre.

1.7.3.3. VELOCIDAD Y DIRECCIÓN DEL VIENTO

En la estación Ollachea, la mayor velocidad se presenta en el mes de junio con 4,2 m/s, la menor se presenta en los meses de noviembre con 3,4 m/s, y presenta una velocidad media anual de 3,8 m/s; La dirección predominante del viento en la estación Ollachea es de NW. (Tecnología XXI, 2013)

1.8. GEOLOGÍA REGIONAL

1.8.1. GEOMORFOLOGÍA

Lo constituye una amplia franja de la cordillera oriental y sus estribaciones Nororiental y Suroccidental. El área de estudio se ha desarrollado en ambientes morfológicos bien diferenciados, que conforman la unidad montaña (Montañas abruptas y valles glaciales) y la unidad altiplanicie (montes y colinas, terrazas, valles fluviales y laderas empinadas). La unidad montaña se caracteriza por un relieve abrupto, en el que numerosos nevados de esta zona han dado origen a numerosos ríos y quebradas que bisectan apretadamente el terreno, formando valles profundos y encañonados, entre cuyos cauces y cumbres nevadas se dan diferencias de altura de 1000, 1200, 1400 m en áreas aledañas. A una distancia de 15 km los ríos han profundizado su cauce alcanzando diferencias de altura de 1994 m como es el caso de la localidad a la altura del pueblo de Ayapata y de 2875 m como es el caso de la localidad a la altura del pueblo de Ollachea. (Chávez, Salas, Gutiérrez, & Cuadros, 1997; Tecnología XXI, 2013)

1.8.2. FISIOGRAFÍA

Se caracteriza por una superficie montañosa con pendientes elevadas en el sector de estudio formando serranías con pendientes de 35°, 60° hasta 80° propias de la cordillera con topografía muy accidentada. Las montañas forman parte de la Cordillera Oriental, caracterizada por extensos afloramientos de rocas sedimentarias pertenecientes a la edad Paleozoica, las que se encuentran parcialmente cubiertas por secuencia volcánica reciente. (Intersur Concesiones, 2012). En la zona de Ollachea presenta valles en forma de V, paisaje colinoso, constituido por lomadas fuertemente inclinadas (8-15%) tanto de rocas sedimentaria como de roca intrusiva, y también el paisaje montañoso, conformado por montañas muy empinadas (50-75%), estas constituyen divisorias de agua y no

presentan formación de suelo ni vegetación relevante, es decir se encuentra la roca expuesta a los diversos procesos de meteorización favorecidos por la humedad y temperatura de la zona (Intersur Concesiones, 2008).

El ámbito fisiográfico que comprende el área de estudio se caracteriza por presentar un ambiente montañoso de rocas ígneas dominante, con laderas de pendientes muy variables desde empinadas a extremadamente empinadas, con sectores que están conformadas por superficies planas a ligeramente onduladas, que incluyen superficies permanentemente húmedas, conocidas como “humedales”. Estos ambientes fisiográficos se encuentran cubiertos por una vegetación natural, pastizales, matorrales, que en algunos lugares están dedicadas a una agricultura de subsistencia. En la Tabla 3, se presentan las unidades fisiográficas en la zona del proyecto.

Tabla 3: Unidades fisiográficas de la zona de estudio

Gran Paisaje	Paisaje	Subpaisaje	Elementos de paisaje	Superficie	
				ha	%
Planicie	Aluvial	Planicie fluvial de mal drenaje	Plano o casi a nivel (0-2%)	8.61	0.22
		Valle Intermontañoso	Ligeramente inclinados (2-4%)	142.52	3.63
	Coluvio Aluvial	Cono de deyección	Moderadamente empinadas (15-25%)	13.09	0.33
			Moderadamente inclinadas con mal drenaje (4-8%)	470.41	11.99
Montañoso	Montañas de Rocas Ígneas y Volcánicas	Laderas de montañas	Empinadas (50-75%)	1135.78	28.94
			Muy empinadas (50-75%)	1016.25	25.90
			Extremadamente empinadas (mayor de 75%)	1137.28	28.98
Total				3923.95	100

Fuente: (Tecnología XXI, 2013)

1.8.3. OROGRAFÍA

Regionalmente la zona de estudio está ubicada en el flanco derecho de la Cordillera Oriental con alturas de montañas mayores a los 4000 m.s.n.m., específicamente entre las poblaciones de Macusani y Ollachea, las serranías que conforman el valle están constituidas por rocas sedimentarias del Paleozoico, rocas volcánicas del Mesozoico y depósitos aluviales, fluvio glaciares del Cuaternario. El distrito de Ollachea se encuentra ubicado en el flanco norte de la cordillera oriental. (Chávez et al., 1997; Intersur Concesiones, 2012)

1.8.4. HIDROGRAFÍA REGIONAL

Lo constituyen los ríos Macusani – Ollachea – San Gabán, Ayapata, Tambillo, Esquilaya, Chiamayo, Paco Bamba, Icaco, Huacollo, Choquepata, Curcuni, Espíritu, Ituata, Huchuhuma y Coasa.

Dentro del valle del Río Macusani – Ollachea – San Gabán, el río Macusani nace al pie del nevado San Francisco aproximadamente a 18 km al Sur del pueblo de Macusani, el cual queda ubicado a 8km al Sur del área de estudio. Hasta su confluencia con el río Corani toma el nombre del Río Macusani y de allí hasta la localidad de Tunquini toma el nombre de Río Ollachea; de allí hasta su confluencia con el río Marcapata – Araza (fuera del área de estudio) toma el nombre de río San Gabán. El río Ollachea corta transversalmente a la estructura geológica del sector de estudio. (Intersur Concesiones, 2012)

El valle de este río es de origen glaciar en la cuarta parte inicial de su longitud, el resto es de origen fluvial y ha sido formado sobre rocas de diversa naturaleza como las ignimbritas Macusani, volcano – sedimentarias del Grupo Mítu, sienita nefelínica, dioritas y granodioritas del intrusivo San Gabán y las cuarcitas de la Formación Sandia.

A lo largo de su recorrido presenta diferentes direcciones locales, pero, mantiene una dirección general predominante que en el área de estudio es S-N.

Desde sus nacientes hasta la localidad de Huiquisa el valle es poco profundo, con, laderas de suave pendiente (20° a 30°) y cauce ancho y plano. A partir de esta localidad se hace cada vez más profundo, sus laderas presentan pendientes más fuertes (45° a 60°) y el cauce se estrecha considerablemente. El estrechamiento de su cauce y la fuerte pendiente longitudinal (7% en promedio) han impidido la formación de más grandes y numerosas terrazas fluviales que hubieran favorecido el desarrollo agrícola y ganadero de la zona. (Chávez et al., 1997)

1.8.5. GEODINÁMICA EXTERNA

Los principales indicadores de la geodinámica externa observados en campo, han sido los cuerpos de agua superficial, las pendientes de los terrenos (suave, moderada y abrupta), las características físicas de los suelos, los afloramientos rocosos, y la intensidad del grado de erosión, los que con la ayuda de la gravedad, vienen transportando constantemente materiales de las partes altas hacia las partes bajas, contribuyendo de manera dinámica en el modelamiento del relieve y la geomorfología del área. Los peligros geológicos se originan generalmente en los flancos y laderas de fuerte pendiente, así como en los cortes de taludes para construir vías de acceso, donde las condiciones litológicas, precipitaciones pluviales, presencia de agua y pendientes les son favorables. Los principales peligros geológicos evidenciados en el distrito de Ollachea, que comprende nuestra área de estudio son: deslizamientos, inundaciones, desprendimiento de rocas. (Tecnología XXI, 2013)

1.9. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

1.9.1. CORDILLERA ORIENTAL

La morfología de la Cordillera Oriental es el resultado de grandes esfuerzos de compresión horizontal del pasado geológico con direcciones noreste – suroeste, que actuaron durante la formación de la cordillera oriental en la denominada orogénesis andina. El resultado final ha sido el plegamiento y fracturamiento de las rocas del paleozoico inferior (ordovícico) hasta el terciario, con la presencia de anticlinales y sinclinales amplios con rumbo noroeste – sureste (Chávez et al., 1997; Intersur Concesiones, 2012)

1.9.2. FAJA SUBANDINA

La fase tectónica del Mioceno superior generó la Faja Subandina, conocida como Precordillera, conformada por basamentos de rocas sedimentarias mesozoicas y paleozoicas, cubiertas mayormente por el cuaternario aluvial, la vegetación es espesa propia de la selva alta y desarrollada en relieves moderados a abruptos.

Esta faja subandina se extiende paralela a la Cordillera Oriental, como una zona de transición entre esta cordillera y el llano amazónico, topográficamente viene a constituir las estribaciones más alejadas de la cordillera oriental. Esta unidad está conformada por una estrecha faja de colinas de relieve moderado, los cauces con escorrentías permanentes y regímenes tipo torrente se inician en las cuencas altas, luego van entregando progresivamente sus descargas a ríos de mayor envergadura. (Chávez et al., 1997; Intersur Concesiones, 2012).

1.9.3. ACTIVIDAD TECTÓNICA

Los plegamientos, deformaciones, diaclasamientos, fallas y otros, que ha sufrido el macizo rocoso debido a los procesos tectónicos de compresión horizontal y la mecánica

del plegamiento de tipo flexura, han formado fracturas de tensión y algunas fallas gravitacionales, así como deformación de los estratos homogéneos, durante el plegamiento (Intersur Concesiones, 2012).

Como se desprende de la descripción estratigráfica y estructural de la zona de estudio, existen terrenos del Paleozoico inferior, Paleozoico superior y Cenozoico, que están deformados; si bien no existen elementos precisos para datar estas deformaciones se puede reconocer las siguientes fases tectónicas:

Fase Eohercínica. Esta fase sería responsable del plegamiento plástico del Paleozoico inferior conformado por el Grupo San José, y las Formaciones Sandia y Ananea. Este plegamiento está acompañado de un metamorfismo de tipo epizonal representado por la asociación mineralógica clorita, sericita - muscovita y el desarrollo de una esquistosidad (S1) de fractura y a veces de flujo subparalelo a (S0). La edad de esta fase sería posterior a la deposición de la Formación Ananea o sea fini-devoniano, no se ha observado la discordancia o discontinuidad con el Grupo Ambo, sin embargo, se advierte una discontinuidad en cuanto al efecto del metamorfismo epizonal que afecta al Paleozoico inferior y no al superior.

Fase Tardihercínica. Si bien en el área de estudio el Paleozoico superior compuesto por los Grupos Ambo, Tarma y Copacabana no están extensamente representados, estos terrenos se encuentran conformando monoclinales con buzamientos entre 30°-40° hacia el NE, estas estructuras formarían parte de un plegamiento que afectó al Paleozoico superior. Además, en el cerro Chillintaya situado en el extremo sur central de Ayapata. se puede observar una discordancia angular entre el Grupo Copacabana del Pérmico inferior y el Grupo Mitu del Pérmico superior, esta discordancia sellaría la fase

tectónica tardihercínica ocurrida hacia finales del Pérmico inferior y comienzos del Pérmico superior (Chávez et al., 1997)

1.9.4. FALLAS

En la zona de estudio, existen dos fallas regionales de tipo gravitacional inversa. La primera se observa claramente, en el sector de Ollachea, km 234+360 donde están en contacto dos unidades formacionales, la Formación Sandia sobre la Formación Ananea y la otra en el km 231+530 pone en contacto la Formación Ananea sobre el cuerpo ígneo, con movimiento diferencial, característica esencial de las fallas y rasgos distintivos tales como alineamientos regionales, milonita y diques que prueban concluyentemente la existencia de falla. En general, la mayoría de las fallas existentes en la zona son de tipo inverso y se deben a procesos tectónicos de compresión, de alzamiento de la Cordillera Oriental. (Intersur Concesiones, 2012)

Falla Ollachea

Se trata de una falla inversa de alto ángulo, ubicada en el extremo central occidental del cuadrángulo de Ayapata, que pone en contacto a rocas sedimentarias de la Formación Sandia al Noreste con las de la Formación Ananea al Suroeste, presenta una orientación N75°O, con una inflexión al Sureste bien marcada en el cerro Maychane. Se extiende de extremo a extremo poniendo en contacto rocas sedimentarias ordovícicas de la Formación Sandia hacia el Noreste con rocas siluro – devonianas de la Formación Ananea y del Permo – Triásico del Grupo Mitu (Chávez et al., 1997).

Falla Paquillusi

Ubicada en el extremo central oeste del cuadrángulo de Ayapata una falla inversa de alto ángulo que pone en contacto rocas siluro-devonianas de la Formación Ananea al Noreste con las permo-triásicas del Grupo Mitu al Suroeste, así como a intrusivos del

Jurásico inferior-medio (sienita nefelínica), su orientación preferencial es de N 70° O, con una inflexión al Suroeste, se prolonga al cuadrángulo de Corani hasta Quisayoc donde es truncada por una falla transversal de orientación N 15° O. Posiblemente sea la prolongación de la falla Corani. A lo largo de esta falla está repartido la mayor cantidad de alteraciones hidrotermales, se observa además zonas de brechas con grandes bloques decamétricos acompañadas de mineralización y silicificación. (Chávez et al., 1997)

1.9.5. RIESGOS GEOLÓGICOS

Según el Plan de Negocios de Intersur Concesiones (2016), la ubicación del sector crítico se encuentra en el km 231+700 al km 232+800, en donde se identifican los problemas:

- Sector crítico con ocurrencia de eventos de emergencia como deslizamiento de taludes y caída de rocas, cuyas condiciones geológicas climáticas, representan una exposición de alto riesgo y peligro inminente para los usuarios de la carretera y personas aledañas a la zona, con probables consecuencias de incidentes y accidentes fatales.
- Sector crítico con situaciones de riesgo y peligro inminente para la carretera Interoceánica Tramo 4: Azángaro – Puente Inambari, con probables consecuencias de pérdida de bienes materiales.
- Pérdida económica debido a la interferencia del tránsito normal de vehículos debido a que es la única que conecta las ciudades de Macusani, Ollachea y San Gabán.

1.9.6. GEODINÁMICA INTERNA Y SISMICIDAD

La información revisada indica que según el Mapa de Zonificación Sísmica propuesto por la Nueva Norma de Diseño Sismorresistente E.030, del Reglamento

Nacional de Construcciones (1997), el área de estudio se encuentra comprendida en la Zona 2, correspondiéndole una sismicidad media, con un factor de zona (Z) de 0,40. Dicho factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El área del Proyecto, localizado en la provincia de Carabaya, distrito de Ollachea, está clasificado como de mediano peligro sísmico. (Tecnología XXI, 2013)

1.10. GEOLOGÍA LOCAL Y ESTRATIGRAFÍA

Geológicamente, el área de estudio se encuentra en el flanco norte de la cordillera Oriental, formada por rocas metamórficas, sedimentarias, volcánicas e intrusivas, que se originaron desde la Era Paleozoica hasta la Cenozoica, con diferentes fases tectónicas que dieron lugar a la cordillera de los Andes.

La columna estratigráfica local está conformada por rocas metamórficas, sedimentarias, volcánicas y depósitos inconsolidados del Cuaternario, cuyas edades comprenden desde el Paleozoico (Ordoviciano) hasta el Cuaternario (Holoceno). Ver Tabla 4.

El Paleozoico está representado por la formación Sandía (Os - s), formación Ananea (SD - a) y el grupo Mitu (Ps - mi), el Cenozoico, representado por las ignimbritas de la formación Quenamari (Nmsa, Np-ya y Nm - ch). Una serie de depósitos inconsolidados de tipo morrénico (Qh - mo), fluvio glacial (Qh - gf) y aluvial (Qh - al), completan la estratigrafía del área. Esta secuencia estratigráfica está atravesada por el Plutón de San Gabán y la Sienita Nefelínica. (Tecnología XXI, 2013)

Tabla 4: Unidades Litoestratigráficas Cuadrángulo 28 v3

			UNIDADES LITOSTRATIGRÁFICAS						
EDAD			UNIDADES SEDIMENTARIAS	UNIDADES VOLCÁNICAS	UNIDADES INTRUSIVAS Y SUBVOLCÁNICAS				
Era	Sistema	Serie							
CENOZOICO	CUATERNARIO		Depósitos Fluvioglaciares	Qh-flgl					
			Depósitos Glaciares	Qh-gl					
			Depósitos Aluviales	Qh-al					
		Depósitos Coluviales	Qh-cl						
	NEÓGENO	Plioceno		Miembro Yapamayo	Np-qu/y	Dacita	PN-da		
		Mioceno		Miembro Sapanuta	Nm-qu/s	Granodiorita	PN-gd		
	PALEÓGENO								
MESOZOICO	JURÁSICO								
	TRIÁSICO					Plutón Ollachea Sienita	Jim-o-sie		
						Plutón Coasa Granito	PET-co-gr		
PALEOZOICO	PERMIANO		Secuencia Sedimentaria	PET-m/i	Secuencia Volcánica	PET-m/s			
	CARBONÍFERO						Plutón San Gabán	Granodiorita	PET-sg-gd
	DEVONIANO	Inferior						Sienogranito	PET-sg-sgr
	SILURIANO		Formación Ananea	SD-a			Plutón Ayapata	Granito	PET-sg-gd
	ORDOVICIANO	Superior	Formación Sandía	Os-s				Granodiorita	
		Inferior						Granito	

Fuente: (Rodríguez et al., 2015)

1.10.1. FORMACIÓN SANDIA (OS-s)

Esta formación aflora en una franja continua en el flanco NE de la Cordillera Oriental del Sur del Perú. En el cuadrángulo de Ayapata los afloramientos conforman una franja de más de 20 km de ancho, que corre en forma subparalela al río Inambari con una dirección SO-NE; hacia el cuadrángulo de Corani esta dirección estructural se torna ESE - ONO. El contacto SO con la Formación Ananea se realiza por intermedio de una falla inversa de alto ángulo (Falla Ollachea), el contacto NE con el Grupo San José es por falla.

La Formación Sandia en el área de estudio se encuentra afectada por un plegamiento algo apretado que da lugar a anticlinales y sinclinales ligeramente inclinados hacia el SO; afecta a esta formación una esquistosidad de fractura mayormente desarrollada en sus intervalos más finos dando lugar a pizarras. En esta formación se han emplazado la mayor parte de cuerpos intrusivos. No se ha podido localizar una sección continua pero el grosor de esta formación se estima en 1,500 m. La litología de la Formación Sandia está compuesta por areniscas cuarzosas de grano fino a medio, siltitas y pizarras.(Chávez et al., 1997)

1.10.2. FORMACIÓN ANANEA (SD-A)

En el cuadrángulo de Ayapata aflora en el cuadrante SO, así mismo en los Cerros Quenua Loma, Asnune, Ticayoc Cunca, Ancara situados al Norte de Coasa. También aflora en los alrededores de Ollachea en una franja E-O que se prolonga hacia el cuadrángulo de Corani; ocupando las partes más altas de la margen izquierda del valle del río Corani. Los afloramientos más amplios se presentan en la parte central del cuadrángulo de Corani, entre los ríos Lacca, Cosco Cucho, los nevados Chaquirioc, Ananta, Colque Cruz. Es una secuencia gruesa de lutitas negras afectadas con esquistosidad de flujo, finamente estratificadas que afloran en la Cordillera Oriental

descansando en aparente concordancia sobre la Formación Sandía. El espesor de la Formación puede sobrepasar los 800 m a la altura de Queluma. Estas pizarras esquistosas cuarzosas podrían ser de la edad del Siluro-Devoniano. Está conformada por un paquete de pizarras con intercalaciones de cuarcitas, en algunos niveles de carácter rítmico. Las pizarras de esta formación se caracterizan por ser rocas negras con estratificación fina y esquistosidad paralela a la estratificación. La erosión glaciaria de la formación Ananea generó la mayor parte de los sedimentos existentes en todo el flanco norte del valle de Carabaya. (Acosta, Rodriguez, Valencia, & Flores, 2011; Chávez et al., 1997; Coila, 2009)

1.10.3. PLUTÓN OLLACHEA – SIENITA (Jim-o-sie)

La secuencia volcánica corresponde a la roca Sienita, que es una roca de textura granular, compuesto de alto contenido de cristales feldespato potásico, plagioclasa y mínimo contenido de cuarzo, la roca es de coloración pardo rojiza (Rodriguez et al., 2015)

1.10.4. LITOLOGÍA

Según el mapa geológico presentado por Rodriguez et al. (2015), el área crítica de estudio para la estabilidad de taludes en el cerro Qoñiunu está emplazado en pizarras de la formación Sandía (Os-s) y pizarras gris oscuras de la formación Ananea (SD-a).

La pizarra es una roca de tipo placa derivada del esquistos o toba a través de un metamorfismo de baja gradación. La pizarra a menudo contiene una textura foliada densa denominada esquistosidad pizarrosa o pizarrosidad. La facilidad con la que esta roca se divide a lo largo de la dirección de la foliación debilita su resistencia a la erosión y al desgaste. La estructura geológica de los taludes de pizarra puede verse gravemente comprometida por los cambios en la resistencia del material, el grado de intemperismo y la permeabilidad, acelerando así el deslizamiento de los taludes de pizarra y amenazando

la seguridad de los residentes y usuarios de la carretera en las proximidades (Lo & Feng, 2014).

1.11. AGUAS TERMALES

En la localidad de Ollachea, en la margen derecha del río San Gabán, existen dos afloramientos de aguas termales muy calientes, relacionadas con las fallas inversas. Una se encuentra frente al poblado de Ollachea, donde se ha construido un complejo recreacional con piscina y duchas de aguas calientes, la otra se ubica en la parte alta, subiendo por la quebrada Tambillo (a 3 km), de iguales características que la anterior. (Tecnología XXI, 2013)

Se encuentra en el Distrito de Ollachea, Provincia de Carabaya, Departamento de Puno, Presenta dos fuentes distintas en ambos márgenes del río San Gabán; la primera se ubica a 500 m del distrito de Ollachea, donde en la actualidad cuenta con infraestructura, prestando servicios como baños termales termo-medicinales, al público en general; la segunda de la cual se hizo el estudio se ubica a 800 m de Ollachea, en la zona se aprecia la emanación de dos fuentes pequeñas, al costado de la carretera interoceánica (Tapia, 2016). Ver Tabla 5.

Tabla 5: Coordenadas de la fuente termal de Ollachea

Coordenadas		Sistema	Cota (msnm)
Norte	Este		
8473752	340532	WGS - 84	2722

Fuente: (Tapia, 2016)

1.12. HIDROGEOLOGÍA

Los niveles de agua subterránea medidas en el Estudio de Impacto Ambiental elaborado por Tecnología XXI (2013) para la compañía minera Kurikullu, se dieron en ocho piezómetros instalados en el área de estudio, estos valores fluctúan entre 27.03 y 42.66 metros de profundidad.

Según el Mapa de Hidrogeología Nacional más actualizado del Sistema Geológico Catastral Minero (GEOCATMIN) del INGEMMET, la zona en la cual se encuentra emplazado el cerro Qoñiunu se caracteriza como un Acuitardo Intrusivo (ATI), que corresponde a los Plutones Tardihercinicos, en este modelo se presentan formaciones con acuíferos locales (detríticos o fisuradas) o regiones sin agua subterránea con cantidad apreciable, como sub modelo correspondiente a la zona de estudio, se presentan formaciones generalmente sin acuíferos (permeabilidad muy baja).

Se puede apreciar que el nivel freático que aflora en la cara de los tramos de talud de roca en el cerro Qoñiunu se encuentra entre 2.5 m a 3 metros desde el pie de talud hacia la cresta.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1. BASES TEÓRICAS

2.1.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

El propósito de la caracterización geológica es relacionar la geología física regional a los eventos que inician la formación geológica, y requiere una comprensión básica de la geología física (Read & Stacey, 2009). Se recomienda hacer una descripción geológica local ya que muchos estudios de ingeniería de rocas no consideran esta importante fase, y saltan de la fase de la descripción geológica regional hacia la fase de investigación de ingeniería, situación que hace perder valiosa información al nivel de escala necesaria, que será de gran utilidad para entender el estado de conservación del macizo rocoso y en especial la configuración de las discontinuidades (Suarez, 2015).

2.1.2. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

Las propiedades geomecánicas del macizo rocoso son un grupo de parámetros físico que pueden ser medidos en laboratorios de mecánica de rocas o por ensayos de campo, con el fin de obtener una descripción o clasificación del macizo rocoso con respecto a su comportamiento (tipo de roca, grado de fracturamiento, densidad, etc.), y determinar las propiedades geomecánicas (módulo de deformación, propiedades de resistencia) (Cubbit & Wales, 2015). Las unidades geomecánicas son transitorias en el tiempo, las propiedades del macizo rocoso pueden sufrir grandes modificaciones por la intervención del hombre; el volumen de macizo rocoso que será o fue perturbado por cualquier obra es el volumen de investigación para cualquier proyecto (Suarez, 2015).

2.1.3. ESTACIÓN GEOMECÁNICA

Las estaciones geomecánicas son parte de la caracterización geomecánica, estos representan áreas de toma de datos, una estación geomecánica es un conjunto de observaciones ordenadas en un entorno con el fin de poder clasificar o valorar un macizo rocoso, se hace observaciones de juntas y de roca intacta para dar un valor al conjunto. (Jordá, 2015)

2.1.4. MEDIO CONTINUO

Hay muchos códigos disponibles para simular la carga dinámica en medios continuos y macizos rocosos fracturados. Entre ellos el método continuo es bien conocido entre la fraternidad geotécnica (Kundu, Sarkar, & Singh, 2016; Mahanta, Singh, Singh, Kainthola, & Singh, 2016).

2.1.5. MEDIO DISCONTINUO

Pero a pesar de su sorprendente capacidad para manejar cualquier problema complejo con facilidad y sin ninguna suposición previa, este método carece de su compatibilidad en la representación de medios discontinuos (Jing, 2003; Kundu, Sarkar, & Singh, 2017). Un medio discontinuo es definido como un montaje de bloques discretos separados por superficies de contacto. Aunque los métodos continuos usan técnicas especiales (por ejemplo, elementos de junta en MEF), ellos son solamente aplicables para macizos rocosos poco fracturados donde es supuesto pequeños desplazamientos (Bobet et al., 2009; Hammah, Yacoub, & Corkum, 2008; Kundu et al., 2017). Para tratar con discontinuidades propias del macizo rocoso y posible rotura de la roca intacta, los métodos discontinuos resultan ser mejor hasta ahora. Los métodos discontinuos están basados en dividir bloques rígidos y/o deformables por superficies de contacto deformables (Kundu et al., 2017).

2.1.6. TALUD Y COMPONENTES

Los taludes en roca son muy diferentes según el tipo: taludes mineros en tajos abiertos, taludes en el entorno de presas, taludes para carreteras, taludes para ferrocarriles, canales, conducciones o en cualquier construcción que requiera de una superficie plana en una zona de pendiente. La Figura 4 muestra sus componentes principales.

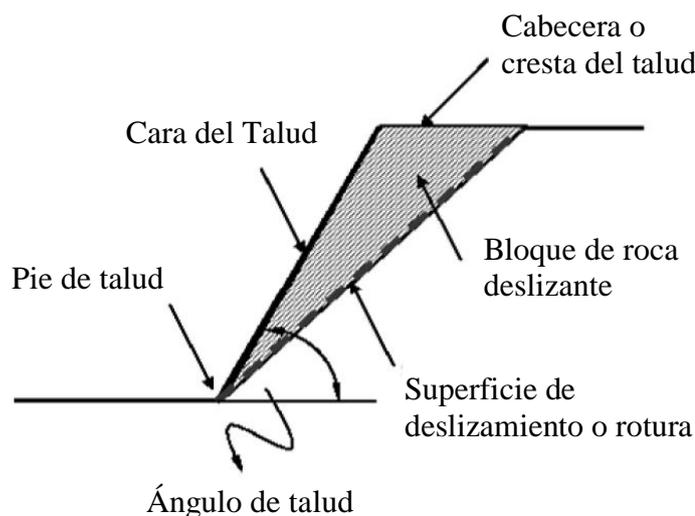


Figura 4: Talud y componentes.

Fuente: (González de Vallejo, 2002)

2.1.7. CLASIFICACIÓN RMR DE BIENIAWSKI

La clasificación RMR usa seis parámetros:

- Resistencia a la compresión de la roca intacta
- RQD
- Espaciamiento entre discontinuidades
- Condición de discontinuidades
- Condición de agua subterránea
- Orientación de las discontinuidades

Todos a excepción de la resistencia de la roca intacta son determinados en las investigaciones geológicas y son ingresados en una hoja de mapeo, las Tablas 6, 7 y 8 muestra la clasificación RMR 89 de Bieniawski. (Bieniawski, 1989; Zhang, 2017a)

Tabla 6: Parámetros básicos de la clasificación RMR Bieniawski

Parámetro		Valoración				
1	Carga puntual	>10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Ver compresión uniaxial
	Resistencia de la roca sana (MPa)	>250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	1 5 - 25 5 >1
Valoración (Rc)		15	12	7	4	2 1 0
2	RQD (%) Rock Quality Designation	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	<25
	Valoración (Rrqd)	20	17	13	8	3
3	Separación entre diaclasas (m)	> 2.00	0.60 - 2.00	0.20 - 0.60	0.06 - 0.20	<0.06
	Valoración (Rd)	20	15	10	8	6
4	Estado de las diaclasas	Muy rugosas	Ligeramente rugosas	Ligeramente rugosas	Espejos de falla o Relleno	Relleno blando superior a 5mm o
		Discontinuas Sin espacios Bordes sanos y duros	Aberturas de más de 1mm Bordes duros	Aberturas de más de 1mm Bordes blandos	Aberturas de más de 1mm Bordes blandos (Diaclasas continuas)	Separación entre 1-5mm (Diaclasas continuas)
Valoración (Rs)		30	25	20	10	0
5	Agua freática en juntas	Seco	Algo húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo
	Valoración (Ru)	15	10	7	4	0

Fuente: (Bieniawski, 1989)

Tabla 7: Guía para clasificar las condiciones de las discontinuidades.

Parámetro		Valoración				
Longitud de la discontinuidad o persistencia	< 1m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m	
	Valoración	6	4	2	1	0
Separación (Abertura)	Nada	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm	
	Valoración	6	5	4	1	0
4 Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave	
	Valoración	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro		Relleno blando		
		<5 mm	>5 mm	<5 mm	>5 mm	
Valoración	6	4	2	2	0	
Alteración	Inalterado	Ligeramente alterado	Moderadamente alterado	Muy alterado	Descompuesto	
		Valoración	6	5	3	1

Fuente: (Bieniawski, 1989)

Tabla 8: Calidad de la roca en función del RMR

Clasificación	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy mala
Valoración	100 - 81	80 - 60	60 - 41	40 - 21	< 20

Fuente: (Bieniawski, 1989)

2.1.8. CLASIFICACIÓN GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)

La clasificación GSI fue desarrollada por Hoek & Brown (1997), para macizos rocosos resistentes y débiles. Los ingenieros de campo y los geólogos generalmente buscan algo práctico, rápido y confiable que se base en la inspección visual de las condiciones geológicas. Esta clasificación puede variar de 0 a 100, lo que le permite definir 5 clases de macizos rocosos:

- Clase I: Muy Buena ($80 < \text{GSI} \leq 100$)
- Clase II: Buena ($60 < \text{GSI} \leq 80$)
- Clase III: Regular ($40 < \text{GSI} \leq 60$)
- Clase IV: Mala ($20 < \text{GSI} \leq 40$)
- Clase V: Muy Mala ($0 < \text{GSI} \leq 20$)

2.1.9. CLASIFICACIÓN SMR (SLOPE MASS RATING)

La clasificación Slope Mass Rating SMR original fue desarrollada por Romana (1985), está basado en la evaluación de la estabilidad de taludes rocosos a través de la obtención del $\text{RMR}_{\text{BÁSICO}}$ de Bieniawski, restándole una serie de factores que dependen de la relación entre la discontinuidad y el talud y añadiendo otro factor dependiente del método de excavación.

$$\text{SMR} = \text{RMR}_{\text{BÁSICO}} + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4$$

Donde: Los factores se encuentran de acuerdo con las Tablas 9 y 10.

Tabla 9: Parámetros de corrección por ajuste de juntas

Tipo de Rotura		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
Planar	as - aj					
Cuña	as-aj	> 30	30 - 20	20 - 10	10 - 5	< 5
Volteo	as - aj - 180					
P/C/V	F1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Planar	bj	< 20	20 - 30	30 - 35	35 - 45	> 45
Cuña	bj					
P/C	F2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Volteo	F2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Planar	bj - bs	> 10	10 - 0	0	0 --(-10)	< -10
Cuña	bj - bs					
Volteo	bj + bs	< 110	110 - 120	> 120	---	---
P/C/V	F3	0	-6	-25	-50	-60

P: Planar; C: Cuña; V: Volteo

Fuente: (Jordá, 2016)

Tabla 10: Parámetro de corrección por método de excavación

Método	Talud Natural NS	Pre-Corte PS	Voladura controlada SB	Voladura regular RB	Voladura deficiente DB
F4	15	10	8	0	-8

Fuente: (Jordá, 2016)

De acuerdo con los valores obtenidos de la clasificación SMR, Romana (1985) definió cinco clases geomecánicas con sus calidades y tipos de inestabilidad asociados a cada clase. Esta clasificación es ampliamente aceptada como una herramienta válida para el pre – diseño de taludes de obras civiles. La Tabla 11 muestra las clases de estabilidad según el SMR.

Tabla 11: Clases de estabilidad y clasificación de taludes rocosos según SMR

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
Probabilidad de rotura	0.9	0.6	0.4	0.2	0
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Fuente: (Romana, 1985)

2.1.10. CORRELACIÓN ENTRE RMR Y GSI

Según Hoek & Brown (1997), el valor de GSI también puede ser estimado a partir del RMR, cuando se usa el RMR de Bieniawski (1989) para estimar el valor de GSI, el macizo rocoso debe considerarse completamente seco y debe ser asignado una valoración de 15 a la condición de agua. Además, debe considerarse la orientación de las discontinuidades como muy favorable por tanto el factor de corrección debe valorarse con cero. El mínimo valor de RMR debe ser de 23. Cumpliendo estas condiciones el GSI viene a ser calculado por:

$$GSI = RMR - 5$$

Donde, RMR es la clasificación de Bieniawski de 1989 en las condiciones expuestas en el anterior párrafo y GSI es el índice propuesto por Hoek & Brown.

2.1.11. ÍNDICE DE DESIGNACIÓN DE LA CALIDAD DE LA ROCA (RQD)

Los macizos rocosos naturales difieren de otros materiales ingenieriles en que contienen discontinuidades como juntas, planos de manto, foliaciones, zonas de fractura y fallas lo que califica a la estructura como discontinua (Zhang, 2016). Como indica Zhang (2010) para tratar el macizo rocoso como un equivalente continuo, diferentes correlaciones y clasificaciones de macizos rocosos han sido basados en el Índice de Calidad de la Roca (RQD). El RQD se puede estimar mediante la correlación entre RQD y la frecuencia volumétrica de discontinuidades λ_V (Barton, 1978; A. Palmström, 1974):

$$RQD = 115 - 3.3 \lambda_V$$

Según Palmström (1982) el valor de λ_V puede ser determinado de acuerdo a la expresión:

$$\lambda_V = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots$$

Donde S_1, S_2 y S_3 son los espaciamientos promedios de las familias de discontinuidades. Las discontinuidades aleatorias en el macizo rocoso pueden ser considerados asumiendo un espaciamiento aleatorio S_r para cada una de ellas.

Según Palmström & Norway (2005), la expresión para estimar el RQD dada por Palmström (1974) se debe usar preferiblemente para macizos rocosos fracturados en forma de sólidos planares o alargados.

De acuerdo a Palmström (2001), puede asumirse un valor de $S_r = 5 m$. Así que la frecuencia volumétrica de discontinuidades λ_V quedaría como:

$$\lambda_V = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{N_r}{5}$$

Donde N_r es el número de discontinuidades aleatorias.

2.1.12. LITOLOGÍA

Según Flores & Karzulovic (2003) es una descripción breve de la geología regional que explica los tipos de roca que aparecen en el área de interés, con énfasis en sus características típicas (dureza, degradabilidad, etc.)

2.1.13. FAMILIA DE DISCONTINUIDADES

Una familia de discontinuidades está constituida por aquellas que tienen orientaciones similares y el mismo origen litológico (Ramírez & Alejano, 2004).

El número de familias o sistemas de estructuras está relacionado directamente con la orientación de cada familia; lo cual se hace analizando la información estructural mediante proyecciones estereográficas, para representar cada estructura (plano) por un punto (polo) para después mediante técnicas estadísticas analizar las agrupaciones de polos y definir un número de familias principales y secundarios. En la práctica se usan programas computacionales para este análisis e interpretación de la información estructural (Flores & Karzulovic, 2003).

2.1.14. BUZAMIENTO Y DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO

La orientación de un plano de discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento que es la dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto del norte, y por su buzamiento que es la inclinación hacia debajo de dicha línea respecto al plano horizontal (ver Figura 4 y Figura 5). Para realizar esta medición es necesario el uso de una brújula (Suarez, 2015).

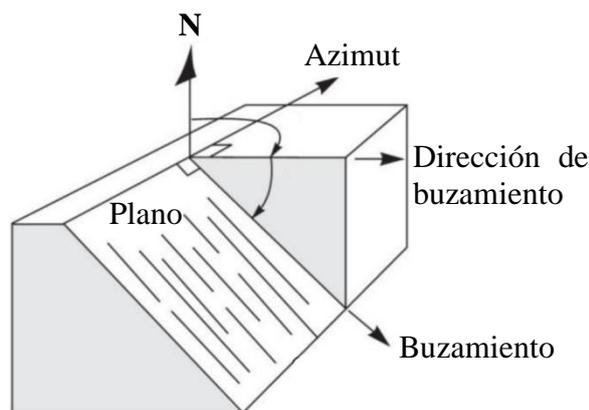


Figura 5: Vista isométrica del plano mostrando la Dirección de buzamiento y Buzamiento de una discontinuidad

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

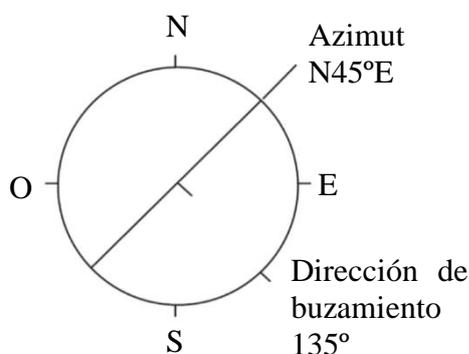


Figura 6: Vista en planta en un estereograma de la Dirección de buzamiento y Buzamiento de una discontinuidad

2.1.15. ESPACIAMIENTO ENTRE DISCONTINUIDADES

Es la distancia perpendicular entre dos juntas de una misma familia. Además, es un parámetro importante para la clasificación RMR del macizo rocoso. El espaciamiento entre juntas es ampliamente aceptado como un parámetro de gran importancia en la evaluación de un macizo rocoso. La mayor presencia de discontinuidades reduce la resistencia del macizo rocoso y su espaciamiento gobierna el grado de esta reducción. (A. Palmström & Norway, 2005)

2.1.16. CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES

Continuidad o persistencia: Es la longitud de la traza de la discontinuidad. Las terminaciones en roca intacta o sólida reducen la persistencia de una discontinuidad.

Apertura de las discontinuidades: Es la distancia perpendicular entre las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad.

Rugosidad y JRC (Coeficiente de Rugosidad de la Junta): Es una valoración de la rugosidad de la superficie y la ondulación relativa al plano de la discontinuidad. El JRC es un componente importante de la resistencia al corte de las paredes de roca en contacto.

Relleno: Es el material que separe las paredes de roca adyacente de una discontinuidad y que usualmente es más débil que la roca madre. Pueden ser arena, limo, arcilla, brecha, entre otros. (Zhang, 2017a)

Meteorización de las discontinuidades: Es el grado de alteración de la matriz rocosa se puede realizar de forma sistemática según las descripciones de la Tabla 12.

Tabla 12: Descripción del grado de meteorización

Término	Descripción
No meteorizada	No se observas signos de meteorización
Ligeramente meteorizada	Las discontinuidades se encuentran manchadas o descoloridas y pueden contener un pequeño relleno producto de la alteración del material
Moderadamente meteorizada	Leve decoloración extendida a lo largo de la discontinuidad. Las discontinuidades pueden contener relleno del material alterado. Parcialmente se pueden observar capas de granos.
Altamente meteorizada	Decoloración extendida a lo largo de la roca, y el material de roca es parcialmente friable, La textura original de la roca se mantiene y es preservada, pero va ocurriendo separación de granos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos. El material se encuentra en condición friable.

Fuente: (Bieniawski, 1989)

2.1.17. AGUA EN LOS MACIZOS ROCOSOS Y TALUDES

El agua se encuentra presente en los macizos rocosos de diferentes formas:

- a) Agua intergranular: Se encuentra ocupando los poros y huecos entre los granos que constituyen la roca. La cantidad de agua almacenada dependerá, por tanto, de la porosidad de la propia roca. Se pueden encontrar grandes cantidades de este tipo de aguas en materiales como las areniscas sin cementar.
- b) Agua interfractal: Ocupa los huecos originados por la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso, como son diaclasas, fracturas, planos de estratificación y contactos entre materiales. La cantidad de agua almacenada por este sistema no depende de las propiedades acuíferas de la roca, si no de las características y condiciones de las discontinuidades, tales como: el número de juntas por metro cúbico (J_v), la apertura y continuidad de las mismas y la presencia de rellenos ocupando dicha apertura. Como consecuencia, un macizo rocoso constituido por una roca considerada “impermeable”, por ejemplo, una argilita, puede ser un acuífero si se encuentra fracturado y las condiciones de las juntas resultan favorables.
- c) Agua en fallas: Las fallas suelen actuar como sistemas conductores de agua, condicionados por la apertura y tipo de relleno que presenten. En general, su capacidad de transmisión de agua suele ser tan importante que determinan la red hidrológica subterránea de su área de influencia ya que pueden comunicar o aislar entre sí diferentes sistemas acuíferos.
- d) Agua en los karsts: Los karsts constituyen uno de los sistemas de almacenaje de aguas más importantes. Se crean por disolución de materiales como la caliza o el yeso (poco permeables en sí mismos), pudiendo llegar a desarrollarse ríos subterráneos. El trazado de la red de circulación kárstica se va alterando con el

tiempo, lo que da lugar a que aparezcan bolsas de colgadas en zonas donde no existe actividad kárstica en la actualidad. (Ramírez & Alejano, 2004)

2.1.18. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL

Puede ser determinado mediante ensayos de laboratorio o mediante el valor de resistencia de rebote (R) del Martillo Schmidt (SH) que es la práctica más frecuentemente usada para estimar la resistencia a la compresión uniaxial (UCS). El SH es también ampliamente usado para estimar la UCS de las paredes de las discontinuidades evaluando la trabajabilidad, excavabilidad y permeabilidad de las rocas por medios mecánicos (ISRM, 2015).

2.1.19. NORMA Y PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DUREZA DEL REBOTE (R) DEL MARTILLO SCHMIDT (SH)

El ensayo de Martillo Schmidt está normado por la ISRM SM-2009. El procedimiento propuesto para este ensayo es:

- 1) El espécimen debe ser intacto (libre de grietas visibles), petrográficamente uniforme y representativo de un macizo rocoso.
- 2) La superficie, especialmente bajo los puntos de impacto deben ser suaves y libre de partículas. En campo se puede usar una roca abrasiva de grano medio para poder suavizar la superficie. Para superficies de testigos de roca puede usarse papel lija fino.
- 3) Los especímenes de roca deben tener como mínimo 100 mm de espesor en el punto de impacto y se debe aplicar en medio de este.
- 4) Este es un ensayo no destructivo por tanto se puede usar el mismo espécimen para determinar el UCS y E. Sin embargo, en rocas alteradas y/o porosas se requiere usar diferentes muestras.

- 5) Se debe efectuar el impacto perpendicular a la superficie sin exceder la desviación de $\pm 5^\circ$ para determinar la resistencia lo más real posible.
- 6) La lectura de rebote obtenida se correlaciona junto con el peso específico de la roca para determinar la resistencia a la compresión uniaxial UCS mediante el ábaco mostrado en la Figura 7.

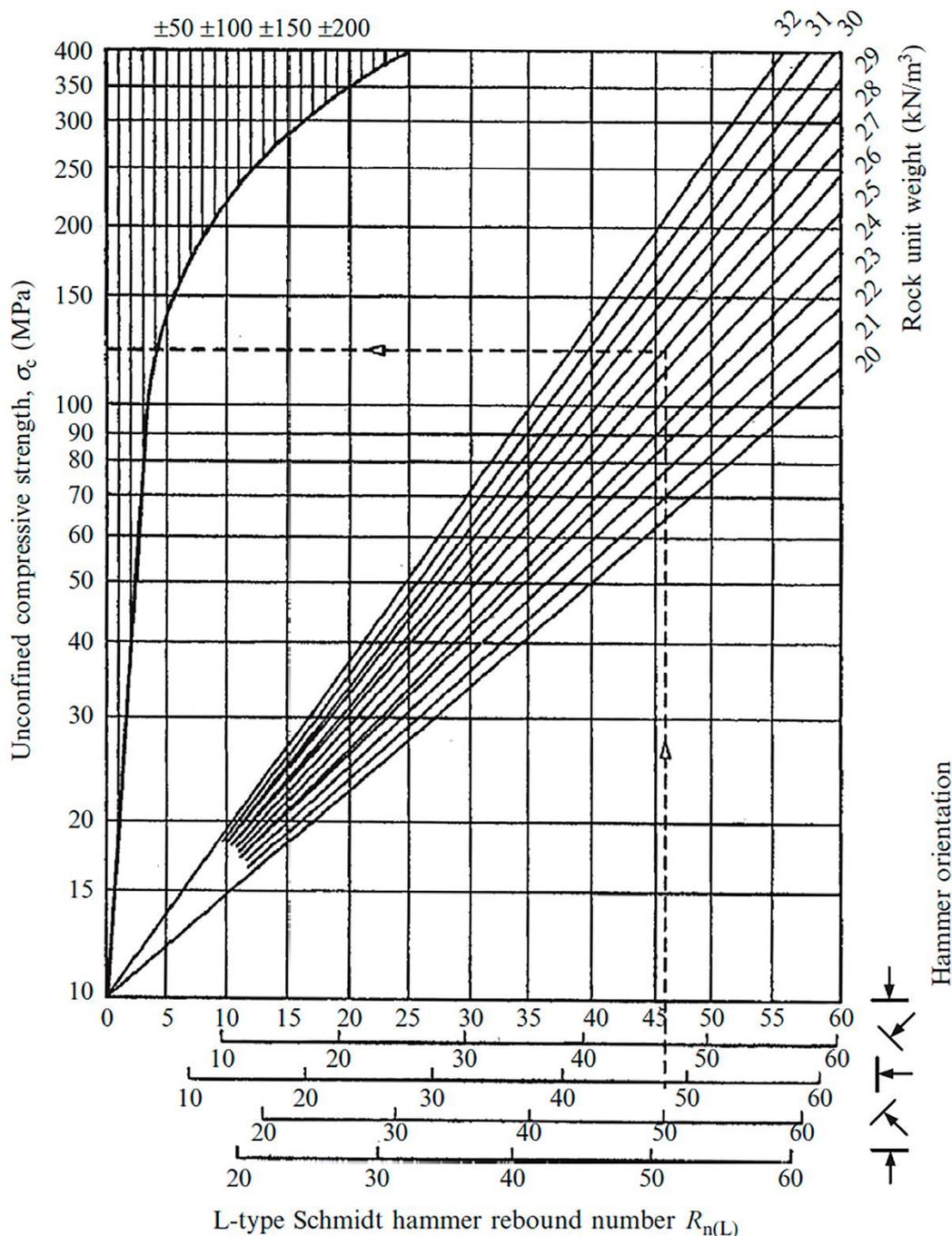


Figura 7: Ábaco para la determinación de UCS a partir del R(L)

Fuente: (Aydin, 2008)

2.1.20. MÓDULO DE DEFORMACIÓN DE LA ROCA INTACTA

Palmström & Singh (2001) propusieron la relación para determinar el módulo de deformación de la roca intacta:

$$E_i = MR \sigma_{ci}$$

Donde MR: Ratio de Módulo de deformación de la roca y σ_{ci} : resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

2.1.21. CRITERIOS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

2.1.21.1. CRITERIO DE RESISTENCIA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN

Según Hoek, Carranza y Corkum (2002) El criterio generalizado es expresado por la ecuación:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'} + s \right)^a$$

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

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

s y a son constantes para el macizo rocoso dados por las siguientes relaciones:

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

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

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de voladuras o por la relajación de esfuerzos.

Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocoso muy alterados.

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma_3' = 0$, dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

Y haciendo $\sigma_1' = \sigma_3' = 0$ la resistencia a la tracción:

$$\sigma_t = \frac{-s \sigma_{ci}}{m_b}$$

El criterio generalizado de Hoek y Brown considera el sistema GSI para tomar en cuenta las discontinuidades del macizo rocoso. Este sistema de clasificación asume que el macizo rocoso puede ser tratado como un material isotrópico después de considerar los efectos de las discontinuidades (Mahmoud & Mansour, 2017).

2.1.21.2. CRITERIO DE RESISTENCIA DE MOHR COULOMB

Por muchos años el Criterio de Mohr Coulomb como un criterio clásico ha sido ampliamente aplicado en geotecnia. La resistencia teórica indica que la combinación de los esfuerzos cortante (τ) y la normal (σ_n) en el plano de falla es gradualmente movilizadora de manera que ellos puedan intersectar el contorno de la envolvente de resistencia, luego que la ruptura ocurre. La proyección de una tangente al círculo de esfuerzos en el punto de falla forma una relación lineal entre los parámetros del esfuerzo del corte y el esfuerzo normal, tal como se muestra en la Figura 8.

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

Donde: ϕ representa el ángulo de fricción interno, τ representa la resistencia al corte de la roca, c representa la cohesión de la roca. (Yazdani, Jahed, & Mohd, 2014)

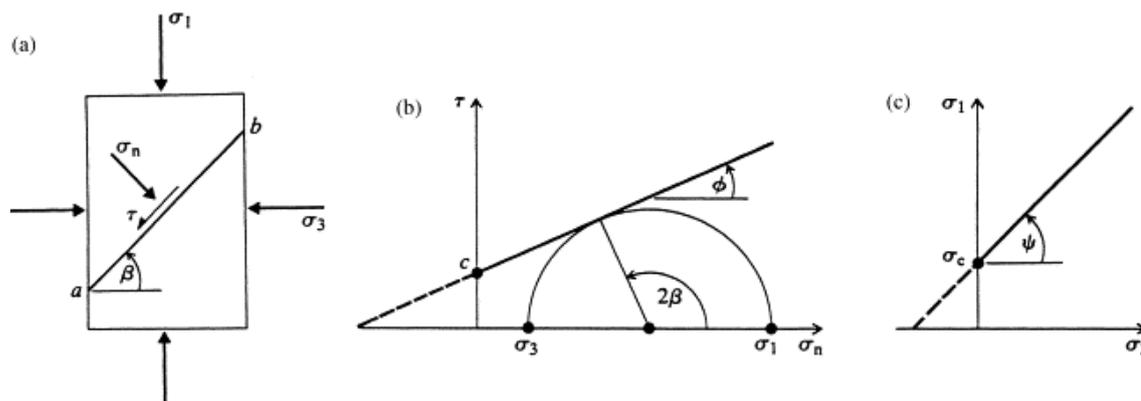


Figura 8: Criterio de resistencia de Mohr Coulomb

- (a) Esfuerzo principales σ_1 y σ_3 en una probeta de roca y el plano de falla formando un ángulo β .
- (b) Círculo de Mohr Coulomb en donde se determina la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ .
- (c) Envolvente de resistencia para los esfuerzos principales.

Fuente: (Yazdani et al., 2014)

2.1.21.3. MÓDULO DE DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

Hoek & Diederichs (2006) propusieron la expresión más completa para determinar el Módulo de deformación del macizo rocoso:

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)}} \right)$$

Donde: E_i : Módulo de deformación de la roca intacta, D: Factor de disturbancia, GSI: Índice de resistencia geológica

2.1.22. CRITERIO DE RESISTENCIA DE DISCONTINUIDADES

2.1.22.1. CRITERIO DE RESISTENCIA NO LINEAR DE BARTON BANDIS

Muchos investigadores han adoptado el criterio de rotura no lineal para el análisis de estabilidad de taludes de roca, y el criterio resistencia de la discontinuidad o junta de Barton Bandis es el más usado ampliamente. Fue propuesto para abarcar un gran número

de ensayos de corte en la superficie de una estructura natural (Prasetyo, Gutierrez, & Barton, 2017; Zhao, Zuo, Li, Lin, & Zhang, 2016). La fórmula para determinar la resistencia al corte de la discontinuidad es:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

Donde: τ es el esfuerzo cortante en el plano estructural; σ_n es el esfuerzo normal del plano estructural; JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad en el plano estructural; JCS es la resistencia a la compresión de la discontinuidad en el plano estructural; y ϕ_b es el ángulo de fricción básico en la superficie de roca no alterada, el ángulo de fricción residual ϕ_r en superficie inalteradas puede ser sustituido por ϕ_b . Los valores de JRC , JCS pueden ser determinados por las ecuaciones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JCS_0}$$

Donde : JRC_n y JRC_0 son los coeficientes de rugosidad para discontinuidades de L_n y L_0 respectivamente y de igual manera para JCS (Bandis, Lumsden, & Barton, 1981; Barton, 1973; Zhao et al., 2016). Las últimas ecuaciones han sido ampliamente usadas para predecir la resistencia al corte de discontinuidades en la ingeniería estructural, sin embargo Douglas (2002) encontró que estas ecuaciones no son adecuadas para predecir la resistencia de planos estructurales de gran escala, y sugiere que estos deben ser aplicado solamente a planos estructurales menores a 1 m de longitud.

Estimación visual directa de JRC

El valor de JRC puede estimarse visualmente a través de la comparación de un perfil de discontinuidad con una serie de perfiles de referencia Figura 9, establecidos por Barton & Choubey (1977), a partir de ensayos reales de corte directo.

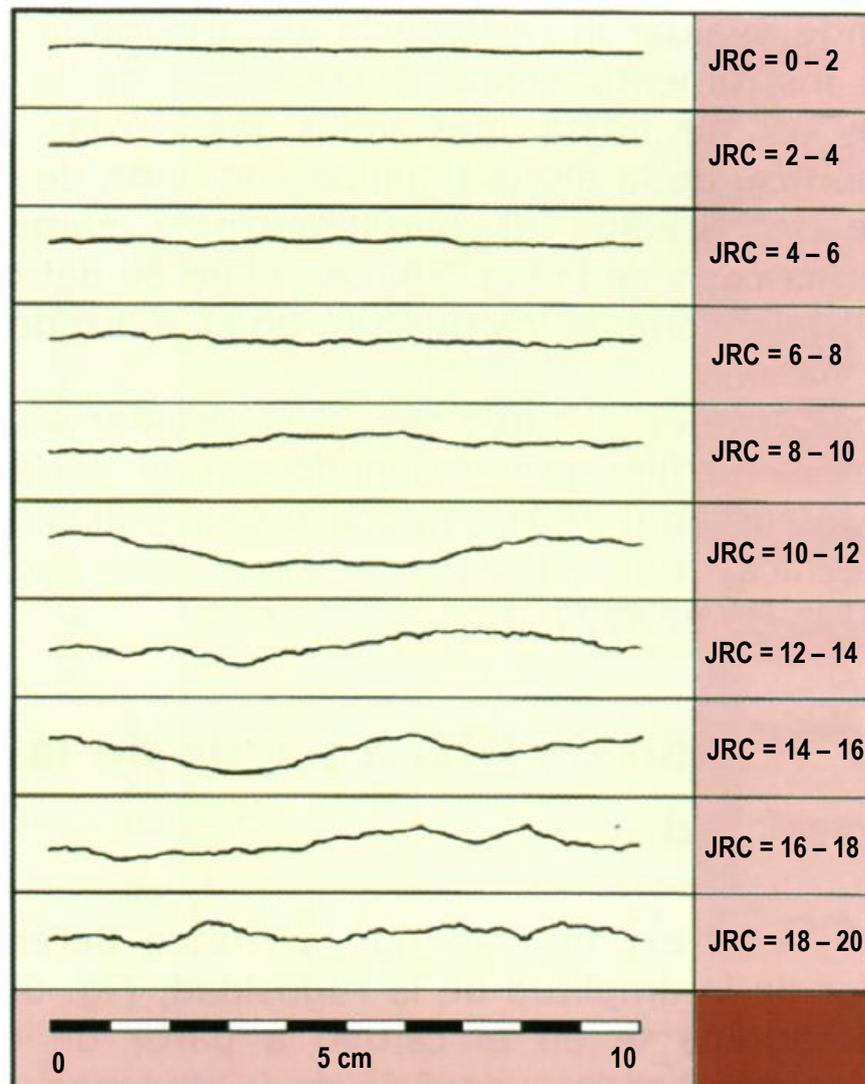


Figura 9: Perfiles normalizados para la obtención del JRC

Fuente: (Barton & Choubey, 1977; Jordá, 2016)

Estimación de la resistencia de las paredes de la discontinuidad, JCS

El Joint Wall Compression Strenght (JCS) es un parámetro empleado para estimar la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad. Se aplica la siguiente expresión: (Barton, 1978; ISRM, 2015):

$$\log_{10} JCS = 0.00088 \cdot \gamma_{roca} \cdot r + 1.01$$

Donde: γ_{roca} es el peso específico de la roca en KN/m^3 , y r es el índice de rebote de martillo Schmidt en las paredes de la discontinuidad.

2.1.23. TILT TEST Y ÁNGULO DE FRICCIÓN

El ensayo Tilt Test (ver Figura 10) implica unir dos núcleos de roca a una base horizontal, asegurando que las muestras de núcleo están en contacto entre sí y no son libres de deslizarse, después se coloca una tercera pieza de núcleo sobre las dos primeras piezas y la base se hace girar alrededor de un eje horizontal hasta que empieza el deslizamiento de la pieza superior de núcleo a lo largo de los dos contactos de línea con los trozos inferiores de núcleo. La siguiente ecuación puede ser usada para estimar el ángulo de fricción básico:

$$\phi_b = \arctan(1.155 \tan \alpha)$$

Donde ϕ_b es el ángulo de fricción básico y α es el ángulo de inclinación en el cual el deslizamiento comienza. (Zhang, 2017a)

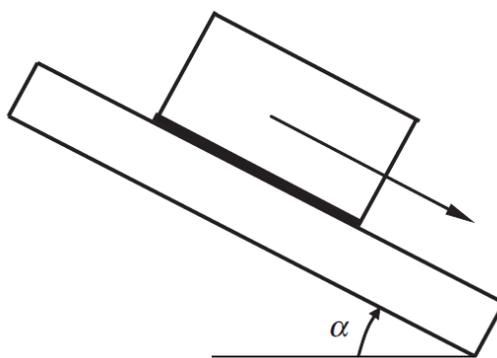


Figura 10: Tilt Test para determinar el ángulo de fricción básico

Fuente: (Zhang, 2017a)

2.1.24. FACTORES DE INESTABILIDAD

El agua: El agua existente en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los poros de las rocas debido a las presiones intersticiales y además a las sobrecargas generadas por el propio peso del agua, en materiales arcillosos da lugar a cambios de volumen, ello altera la cohesión y los parámetros de fricción, reduce el esfuerzo efectivo normal, causa efectos químicos y físicos en el relleno del material.

El hielo y la nieve: Los ciclos repetitivos de hielo y deshielo dan lugar a la gelifracción constante de la estructura del macizo rocoso, reduce la cohesión y provoca un aumento de la apertura de las discontinuidades, dificulta el drenaje del talud.

La sismicidad: Generan un conjunto de vibraciones que se propagan como ondas de diferentes tipos y frecuencias que producen aceleraciones verticales y horizontales originando una fluctuación de las tensiones y deformaciones en el terreno que afectan al equilibrio de los taludes.

La actividad humana: La actividad humana que se deriva de la minería y las obras civiles constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de los taludes, se pueden destacar las excavaciones, las voladuras y las sobrecargas. (Gundewar, 2014; Ramírez & Alejano, 2004)

2.1.25. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El diseño de taludes de roca requiere la evaluación de su estabilidad. Los métodos tradicionales son los métodos de equilibrio límite y actualmente son comúnmente usados los métodos numéricos para el análisis de estabilidad de taludes (Kanda & Stacey, 2016). La estabilidad de un talud de roca puede ser evaluada usando métodos de equilibrio límite,

mientras que la deformación compleja del talud y la rotura pueden ser analizadas usando técnicas de métodos numéricos (S. B. Tang, Huang, Tang, Liang, & Heap, 2017)

2.1.25.1. ANÁLISIS CINEMÁTICO

La estabilidad de un talud de roca está principalmente controlada por las discontinuidades orientadas desfavorablemente en el macizo rocoso, estas orientaciones necesitan ser evaluadas para definir si la condición estructural resulta en una inestabilidad. Este procedimiento se conoce como análisis cinemático y es un análisis puramente geométrico que no considera ninguna fuerza o esfuerzo actuante en la roca. Si el análisis cinemático indica que el talud de roca es inestable, se hace un análisis de estabilidad usando el Método de Equilibrio Límite (MEL) en donde se evalúa el Factor de Seguridad (FS). El análisis cinemático normalmente se realiza usando la el método de proyecciones estereográficas (Park, Lee, Kim, & Um, 2016)

2.1.25.2. PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

El macizo rocoso consiste en bloques de roca intacta separadas por discontinuidades, estas discontinuidades tienden a formar sets o familias y en algunos casos las discontinuidades tienden a ser más aleatorias. Como se muestra en la Figura 11, el uso de proyecciones estereográficas ayuda a definir los sets o familias, considerando que cualquier plano puede ser representado en el espacio mediante el uso de dos parámetros, el buzamiento y la dirección de buzamiento (Gundewar, 2014)

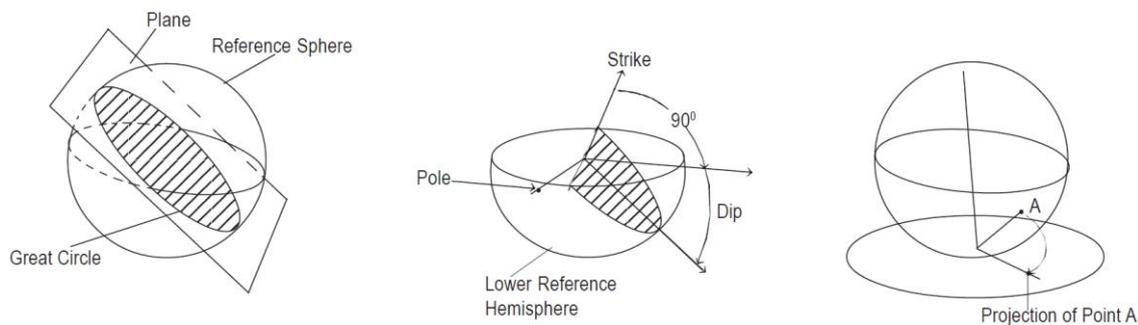


Figura 11: Uso de las proyecciones estereográficas para la representación de familias de discontinuidades

Fuente: (Gundewar, 2014)

La Figura 12 y la Figura 13 muestran los estereogramas utilizados hasta la actualidad para la representación de polos y la representación de planos y que a la vez se usan en el software DIPS, son los que presentó Priest (1985).

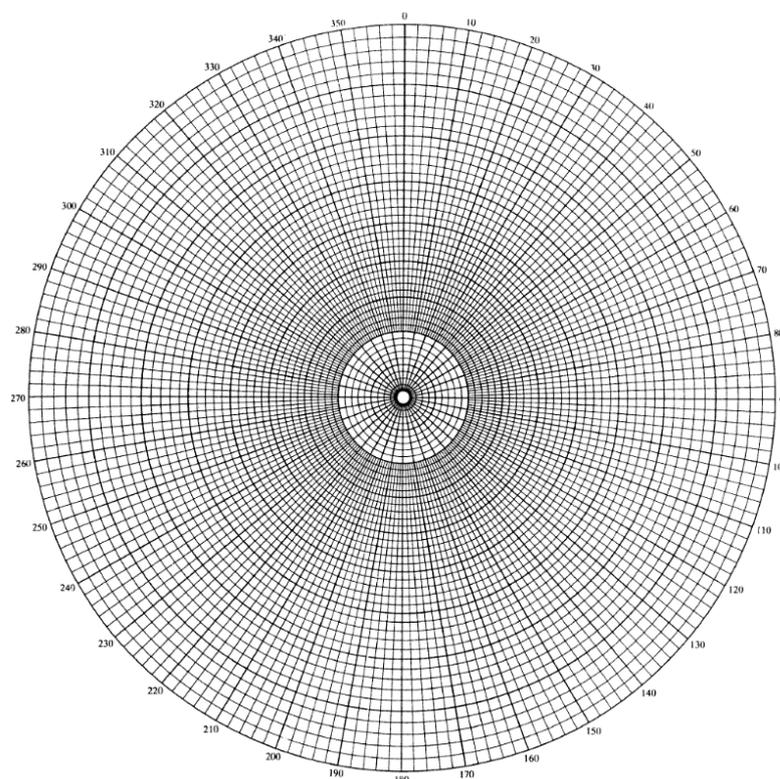


Figura 12: Estereograma polar de igual ángulo

Fuente: (Priest, 1985)

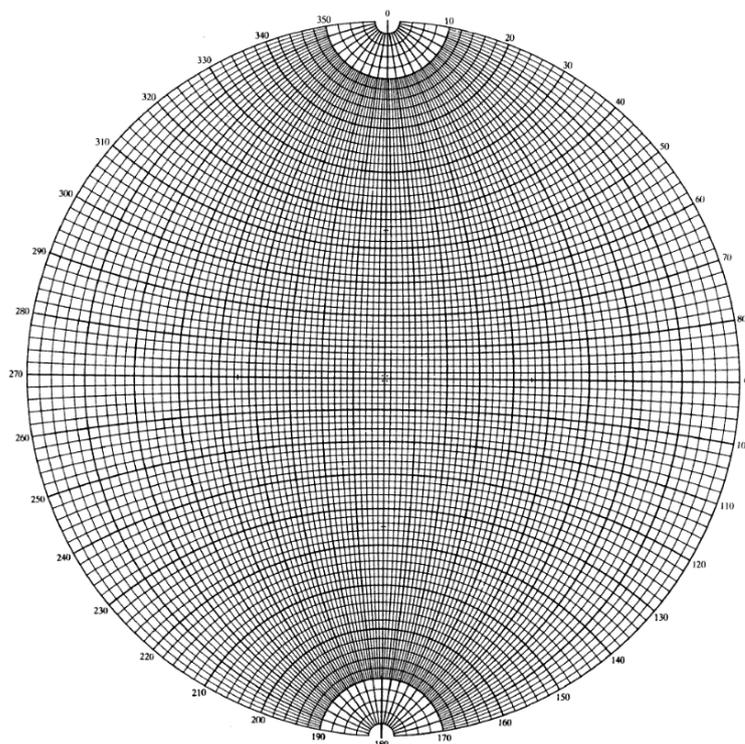


Figura 13: Estereograma ecuatorial de igual ángulo

Fuente: (Priest, 1985)

2.1.25.3. MÉTODOS DE CÁLCULO Y DISEÑO

Actualmente los métodos de diseño pueden ser categorizados en cuatro grupos, el método de diseño empírico, los ensayos de modelo físico, métodos de equilibrio límite y los métodos numéricos (S. B. Tang et al., 2017).

2.1.25.4. MÉTODO EMPÍRICO

El diseño empírico correlaciona las experiencias prácticas encontradas en un sitio anterior con la situación que se podría presentar en un nuevo sitio propuesto. Para este diseño se utilizan las clasificaciones de macizo rocoso como base sistemática y práctica para el diseño de excavaciones complejas tales como taludes y otros en la ingeniería de rocas. La principal ventaja de estas clasificaciones es que tienen una manera simple y efectiva de representar la calidad del macizo rocoso. Algunas de las clasificaciones geomecánicas para taludes de macizo rocoso son Rock Mass Rating (RMR, Bieniawski,

1989), Slope Mass Rating (SMR, Romana, 1985), entre otros que modifican estas clasificaciones (Gundewar, 2014; Romana, Tomas, & Seron, 2015)

2.1.25.5. MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE (MEL)

La estabilidad de un talud de roca puede ser evaluado usando métodos de equilibrio límite, sin embargo la compleja deformación y rotura del talud pueden ser analizados a profundidad usando métodos de modelamiento numérico (S. B. Tang et al., 2017). El método de equilibrio límite describe un tipo de rotura que es dado, la geometría de la rotura es variada (dentro de los límites prescritos), y la más baja relación entre la resistencia disponible y las fuerzas impulsoras dado como un Factor de Seguridad. Es necesario conocer el mecanismo de falla evaluado. (Vardon, Wang, & Hicks, 2017)

2.1.25.6. ROTURA DE TALUDES Y SUPERFICIE ROTURA

La rotura de los taludes está controlada por dos cosas, el material rocoso (roca intacta) y las discontinuidades. En macizos rocosos altamente fracturados con roca intacta débil, la superficie de rotura corta a través de la roca intacta, pero en macizos rocosos con menor número de discontinuidades y roca intacta resistente, la rotura es controlada principalmente por los planos de las discontinuidades (Kundu et al., 2017; Siad & Megueddem, 1998).

2.1.25.7. TIPOS DE ROTURA EN TALUDES

El proceso de análisis puede ser simplificado de acuerdo a las características de la rotura del talud de roca; el proceso de rotura del talud de roca puede ser dividido en dos etapas: primero, la formación de la forma o ubicación de la superficie de deslizamiento y segundo, el movimiento de o caída de bloques de roca separados (S. B. Tang et al., 2017). En taludes de roca, los tipos de rotura más comunes son la rotura planar, la rotura por

cuña, la rotura por vuelco y la caída de rocas (Raghuvanshi, 2017). Hoek y Bray categorizaron la rotura de los taludes en diferentes tipos basados en mecanismos de rotura llamados: Rotura Planar, Rotura por cuña, Rotura por vuelco y Rotura circular (ver Figura 14). Los factores que afectan la estabilidad de taludes pueden dividirse en dos categorías principales: los factores internos latentes (slope type, propiedades, estructura, etc) y los factores externos inducidos (tifones, lluvias torrenciales, sismos, factores humanos, etc). Los factores internos son las más importantes causas que afectan a la estabilidad del talud, especialmente en taludes rocosos. Y los factores inducidos por otro lado, son causas directas de la falla del talud (Lee & Wang, 2011).

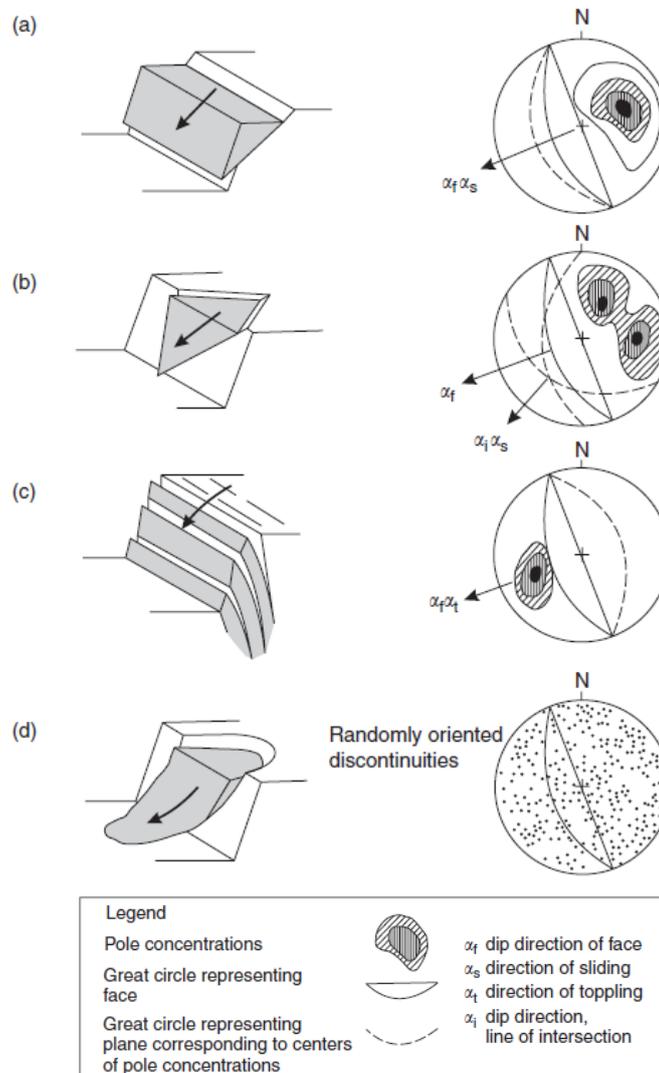


Figura 14: Principales tipos de rotura en taludes de roca
Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

2.1.25.8. ROTURA PLANAR

La rotura planar ocurre cuando una masa de roca que se considera como un bloque rígido se desliza a lo largo de una superficie relativamente plana e inclinada como se muestra en la Figura 15, puede ocurrir si se dan las siguientes condiciones (i) el rumbo del plano de falla está dentro de ± 20 grados del rumbo de la cresta del talud, (ii) el pie del plano de falla debe estar entre el pie y la cresta del talud, (iii) el buzamiento del plano de falla (ψ_p) es menor que el buzamiento de la cara del talud (ψ_f) y el ángulo interno de fricción (ϕ) es menor que el buzamiento de la discontinuidad (ψ_p) (S.K. Chaulya and G.M. Prasad, 2016; H. Tang, Yong, & Ez Eldin, 2016).

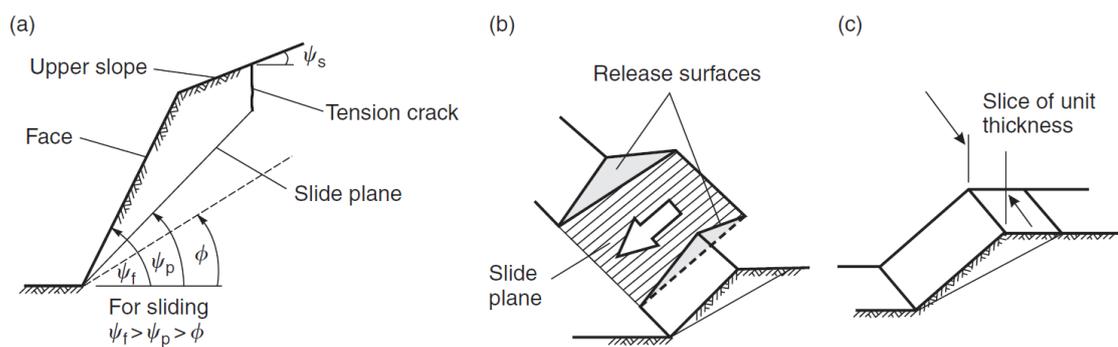


Figura 15: Geometría de talud que muestra una rotura planar

(a) Sección transversal que muestra los planos que forman una rotura planar. (b) Superficies de desprendimiento en los extremos del plano de rotura. (c) Diafragma de espesor unitario utilizado en el análisis de estabilidad

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

Casos analizados para la rotura planar con grieta de tracción (ver Figura 16).

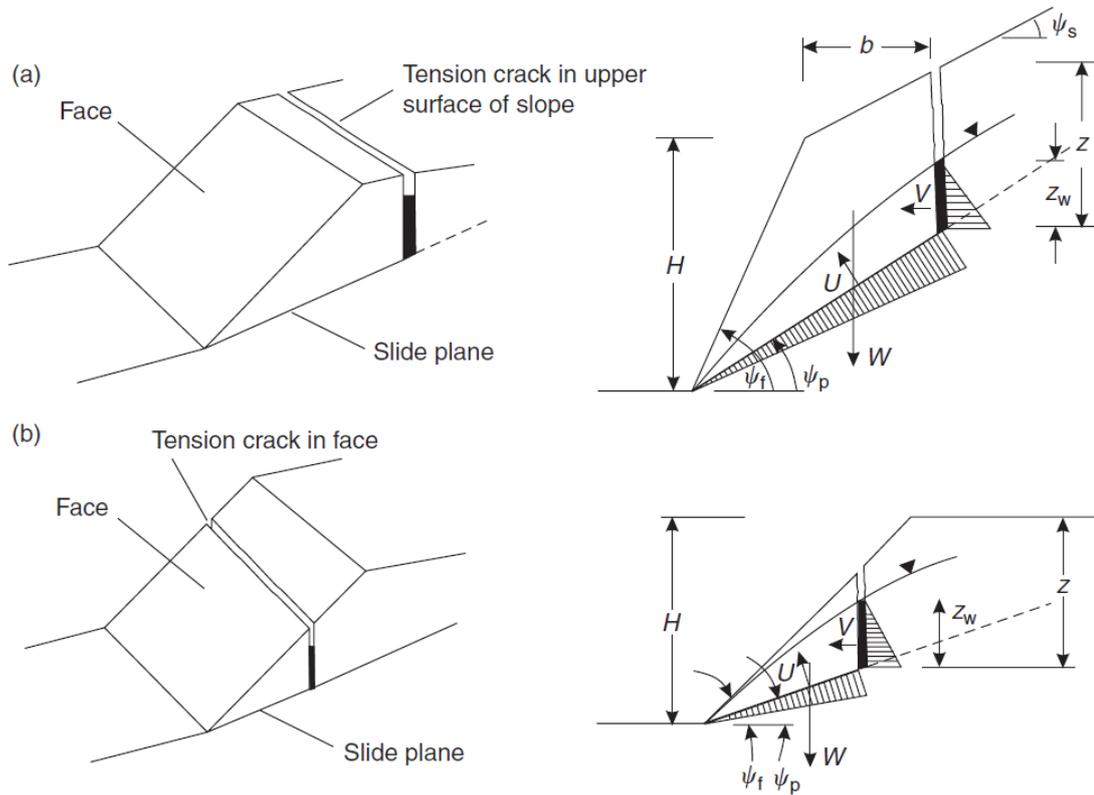


Figura 16: Geometría del plano de rotura del talud

(a) Grieta de tracción en la parte superior del talud; (b) grieta de tracción en la cara del talud

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

$$FS = \frac{cA + (W \cos\psi_p - U - V \operatorname{sen}\psi_p)\tan\phi}{W \operatorname{sen}\psi_p + V\cos\psi_p}$$

$$A = \frac{h + b \tan\psi_s - z}{\operatorname{sen}\psi_p}$$

$$U = \frac{1}{2}\gamma_w z_w \frac{(H + b\tan\psi_s - z)}{\operatorname{sen}\psi_p}$$

$$V = \frac{1}{2}\gamma_w z_w^2$$

Para el caso (a)

$$W = \gamma_r \left[\left(1 - \frac{\tan\psi_p}{\tan\psi_f}\right) \left(bH + \frac{H^2}{2 \tan\psi_f}\right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan\psi_s - \tan\psi_p) \right]$$

Para el caso (b)

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[\frac{\left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \left(\frac{\tan \psi_f}{\tan \psi_p} - 1\right)}{\tan \psi_p} \right]$$

Donde:

c: cohesión, A: es el área del plano de deslizamiento, U: es la fuerza ejercida por el agua, V: la fuerza ejercida por la grieta de tracción, γ_w : es el peso unitario del agua y γ_r : es el peso unitario de la roca.

La Figura 17 muestra un caso donde se considere el nivel freático de las aguas subterráneas para el análisis:

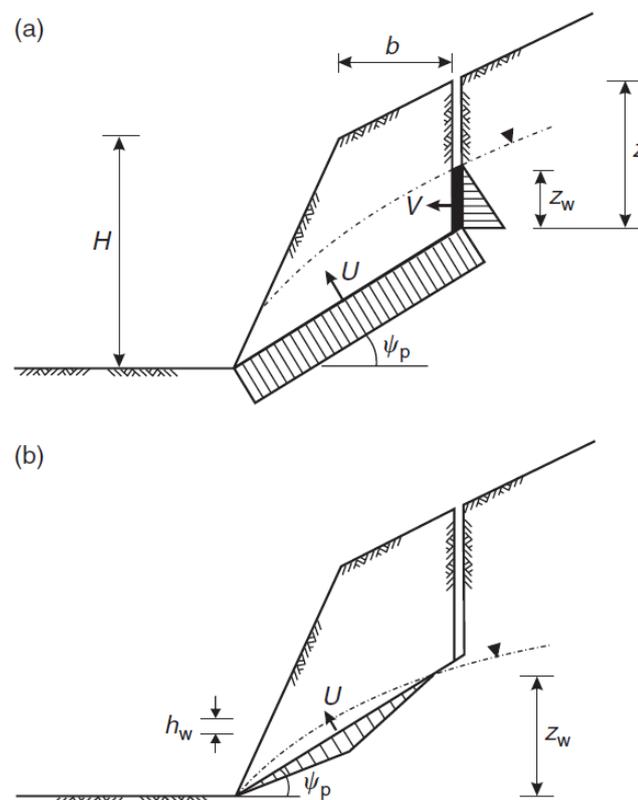


Figura 17: Posibles presiones de agua subterránea en fallas planas

(a) presión uniforme en el plano de deslizamiento para el drenaje bloqueado en el pie del talud; (b) presión triangular sobre el plano de deslizamiento para la capa freática debajo de la base de la grieta de tensión.

Para estos casos:

$$U = \frac{1}{2} \frac{z_w}{\text{sen} \psi_p} h_w \gamma_w$$

2.1.25.9. ROTURA EN CUÑA

Relativamente, la rotura por cuña es la que ocurre más frecuentemente en los taludes de carreteras por el paisaje ondulado de las montañas, el mecanismo de rotura consiste en dos o más familias de discontinuidades con las juntas bien desarrolladas. Como se muestra en la Figura 19 las roturas por cuña ocurren cuando el ángulo entre dos discontinuidades es más pequeño que el ángulo de buzamiento y más largo que el ángulo de fricción. (Lee & Wang, 2011)

Las condiciones para que se produzca la rotura por cuña son: (i) dos planos que siempre intersectarán en una recta, la cual tendrá un azimut α_i y un buzamiento ψ_i ; (ii) el buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el buzamiento de la cara, y mayor que el ángulo de fricción medio de los dos planos de deslizamiento $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$; (iii) la línea de intersección debe buzarse en una dirección fuera de la cara para que la rotura por cuña sea factible, el rango posible de dirección de la línea de intersección está entre α_i y α'_i como se muestra en la Figura 18 (d).

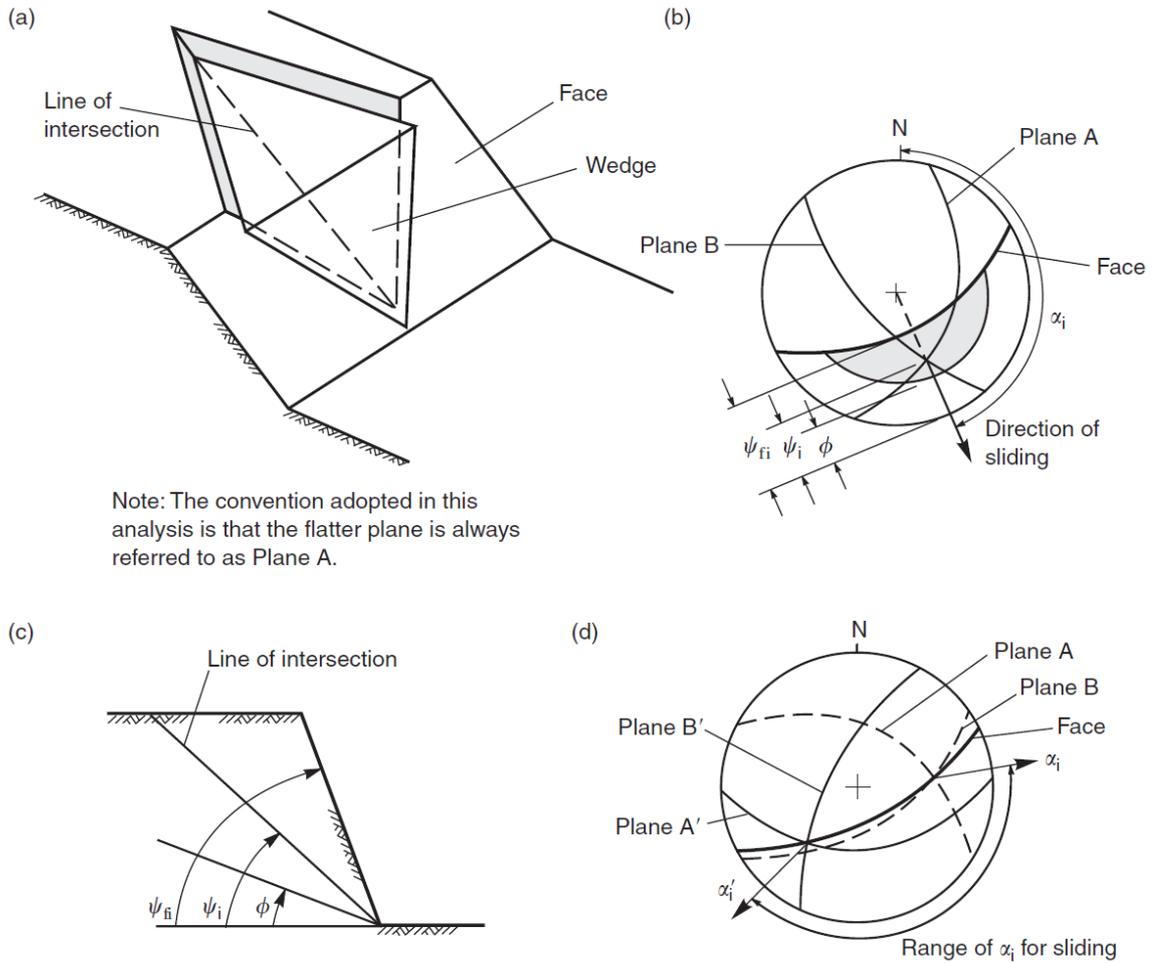


Figura 18: Condiciones geométricas para la rotura por cuña

(a) vista isométrica de la rotura por cuña de cuña; (b) estereograma que muestra la orientación de la línea de intersección y el rango de la inmersión de la línea de intersección ψ_i donde la rotura es factible; (c) vista del talud perpendicular a la línea de intersección; (d) estereograma mostrando el rango en la tendencia de la línea de intersección α_i donde la rotura por cuña es factible.

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

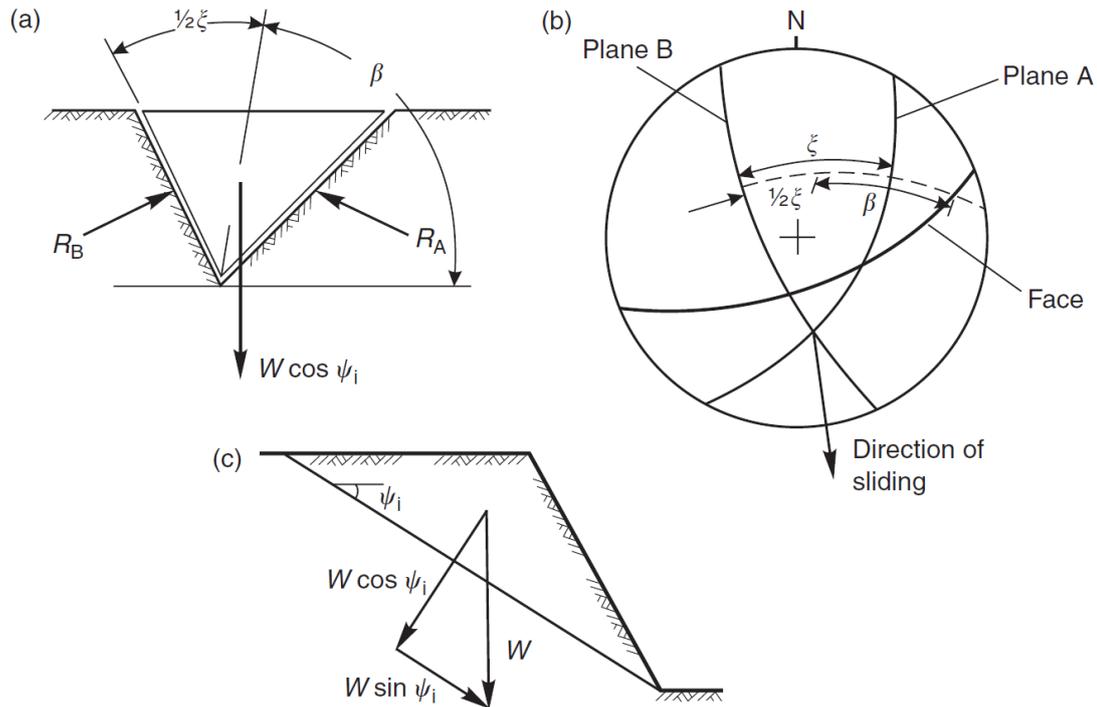


Figura 19: Resolución de fuerzas para calcular el factor de seguridad de la cuña

(a) vista de la cuña mirando la cara que muestra la definición de los ángulos β y ξ , y las reacciones en los planos deslizantes R_A y R_B ; (b) estereograma mostrando la medida de los ángulos β y ξ ; (c) sección transversal de la cuña mostrando la resolución del peso de la cuña W .

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_i}$$

$$R_A \sin \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) = R_B \sin \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right)$$

$$R_A \cos \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) + R_B \cos \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) = W \cos \psi_i$$

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin \frac{\xi}{2}}$$

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{\xi}{2}} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

Donde: R_A y R_B son las reacciones normales a los planos A y B, ξ y β son los ángulos definidos en la Figura 20 (a).

Cuando se considera la cohesión, la fricción y la presión del agua:

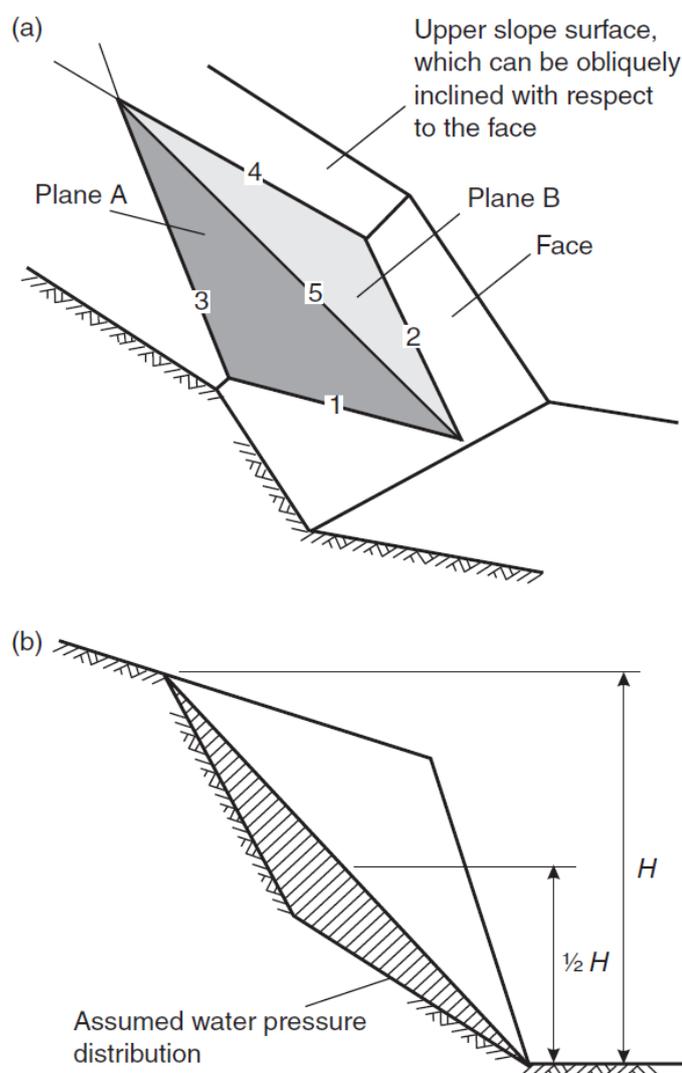


Figura 20: Geometría de la cuña usada para el análisis de estabilidad incluyendo la fricción, la cohesión y la presión del agua en la superficie de deslizamiento

(a) Representación gráfica de la cuña mostrando los números de las líneas de intersección y planos, Línea 1: intersección del plano A con la cara del talud, Línea 2: intersección del plano B con la cara del talud, Línea 3: intersección del plano A con la superficie superior

del talud, Línea 4: intersección del plano B con la superficie superior del talud, Línea 5: intersección de los planos A y B.

(b) vista normal de la línea de intersección (5) que muestra la altura de la cuña y la distribución de la presión de agua.

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_A X + c_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2 \gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2 \gamma_r} Y \right) \tan \phi_B$$

Donde: c_A y c_B son las resistencias cohesivas; ϕ_A y ϕ_B son los ángulos de fricción de los planos A y B respectivamente; γ_r es el peso unitario de la roca; γ_w es el peso unitario del agua, y los valores X, Y, A y B son:

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \cos \theta_{2.na}}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \cos \theta_{1.nb}}$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na.nb}}{\text{sen } \psi_5 \text{sen }^2 \theta_{na.nb}}$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na.nb}}{\text{sen } \psi_5 \text{sen }^2 \theta_{na.nb}}$$

Donde: ψ_a y ψ_b son los buzamientos de los planos A y B respectivamente y ψ_5 es el buzamiento de la línea de intersección. Y los ángulos son obtenidos como se muestra en la Figura 21.

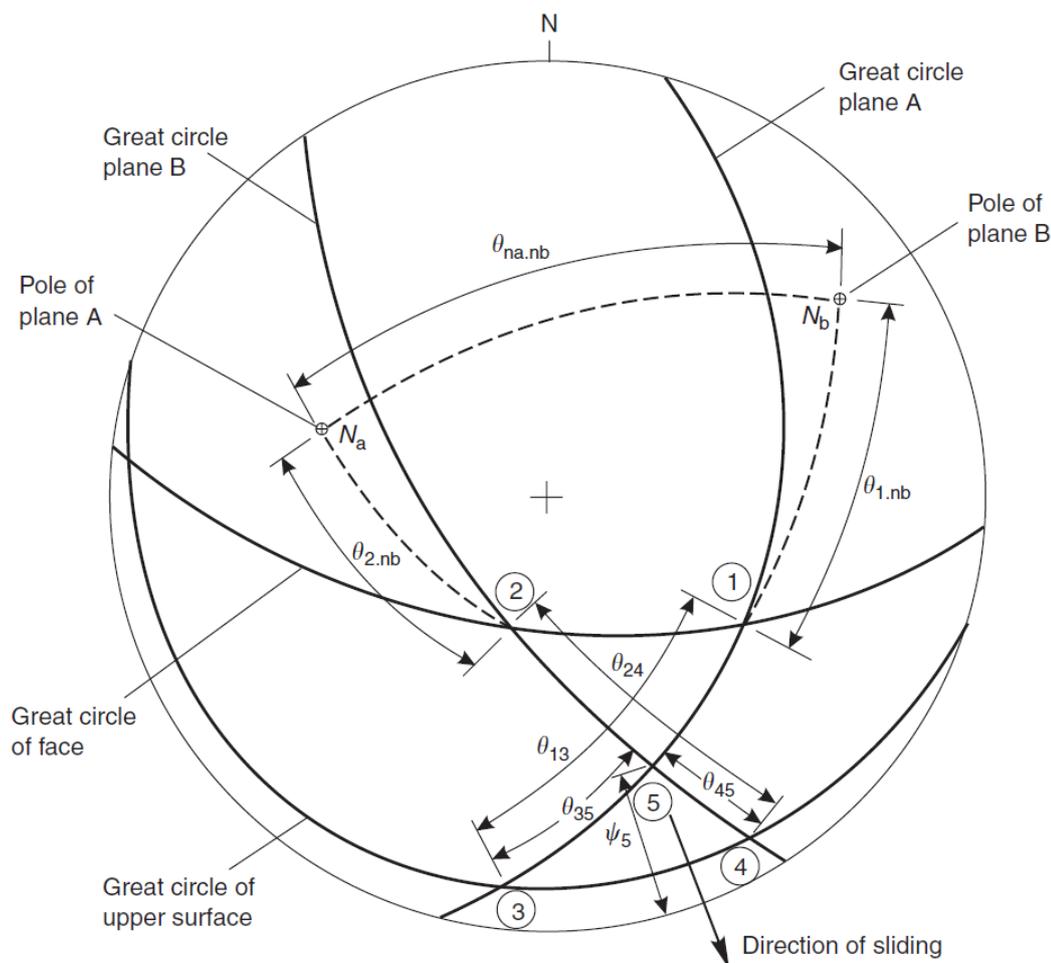


Figura 21: Estereograma con los datos requeridos para el análisis de estabilidad

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

2.1.25.10. ROTURA POR VOLTEO

La rotura por volteo o volcamiento (ver Figura 22) es un modo común de inestabilidad en taludes con capas de roca y bloques de roca. En este tipo de rotura, los bloques de roca rotan entorno al pie de cada bloque y todos ellos vuelcan juntos. A veces, este tipo de rotura es estimulado por algunos factores externos naturales o artificiales. Uno de los tipos más importantes de rotura por volteo es el deslizamiento de los pies de los bloques. En esta rotura, los bloques de roca en la punta del talud son volcados por la presión de la masa deslizante desde la parte superior del talud (Amini, Ardestani, & Khosravi, 2017).

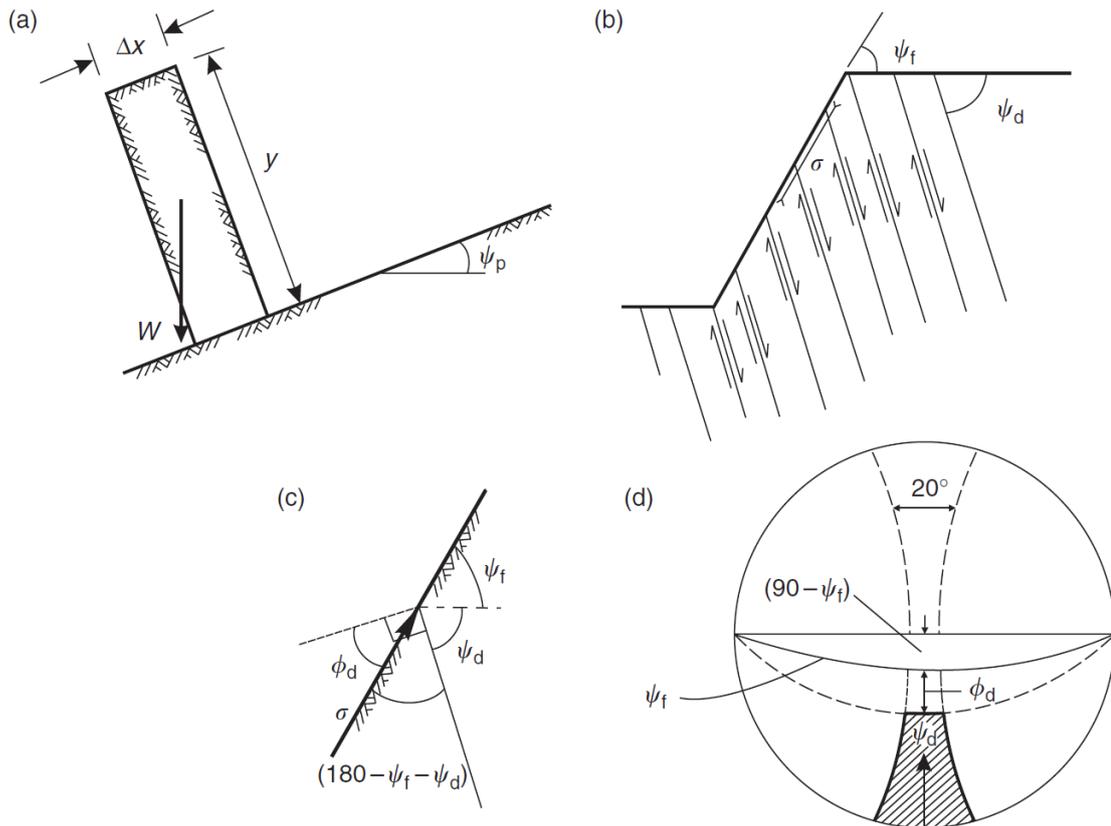


Figura 22: Condiciones cinemáticas para el deslizamiento flexural antes del volteo.

- (a) prueba de altura / anchura del bloque para el derrumbamiento;
- (b) direcciones del esfuerzo y direcciones de deslizamiento en el talud de roca;
- (c) condición para el deslizamiento entre capas;
- (d) prueba cinemática definida en la proyección estereográfica del hemisferio inferior.

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

Condición de forma de bloque:

$$\psi_p < \phi_p \rightarrow \text{Estable}$$

$$\Delta x / y < \tan \psi_p \rightarrow \text{Volcamiento}$$

Condición de deslizamiento inter capa:

$$(180 - \psi_f - \psi_d) \geq (90 - \phi_d) \rightarrow \text{Deslizamiento}$$

$$\psi_d \geq (90 - \psi_f) + \phi_d \rightarrow \text{Deslizamiento}$$

Condición de alineamiento de bloque:

$$|(\alpha_f - \alpha_d)| < 10^\circ \rightarrow \text{Volcamiento}$$

El factor de seguridad para el volteo puede definirse dividiendo la tangente del ángulo de rozamiento que se cree que se aplica a las capas de roca ($\tan \phi_{disponible}$), por la tangente del ángulo de fricción requerido para el equilibrio ($\tan \phi_{requerido}$) (Wyllie & Mah, 2005)

$$FS = \frac{\tan \phi_{disponible}}{\tan \phi_{requerido}}$$

2.1.25.11. ROTURA CIRCULAR

La rotura circular (ver Figura 23) generalmente ocurre en taludes de roca muy fracturada o de suelo. La rotura de este tipo no necesariamente ocurre a lo largo de un arco puramente circular, es evidente una superficie de rotura curvada. La rotura circular es influenciada por el tamaño y las propiedades mecánicas de las partículas de suelo o macizo rocoso (Gundewar, 2014)

Es necesario hacer el uso de uno de los métodos de deslizamiento publicados por Bishop (1955), Janbu (1954), Nonveiller (1965), Spencer (1967), Morgenstern & Price, (1965) o (Sarma, 1979).

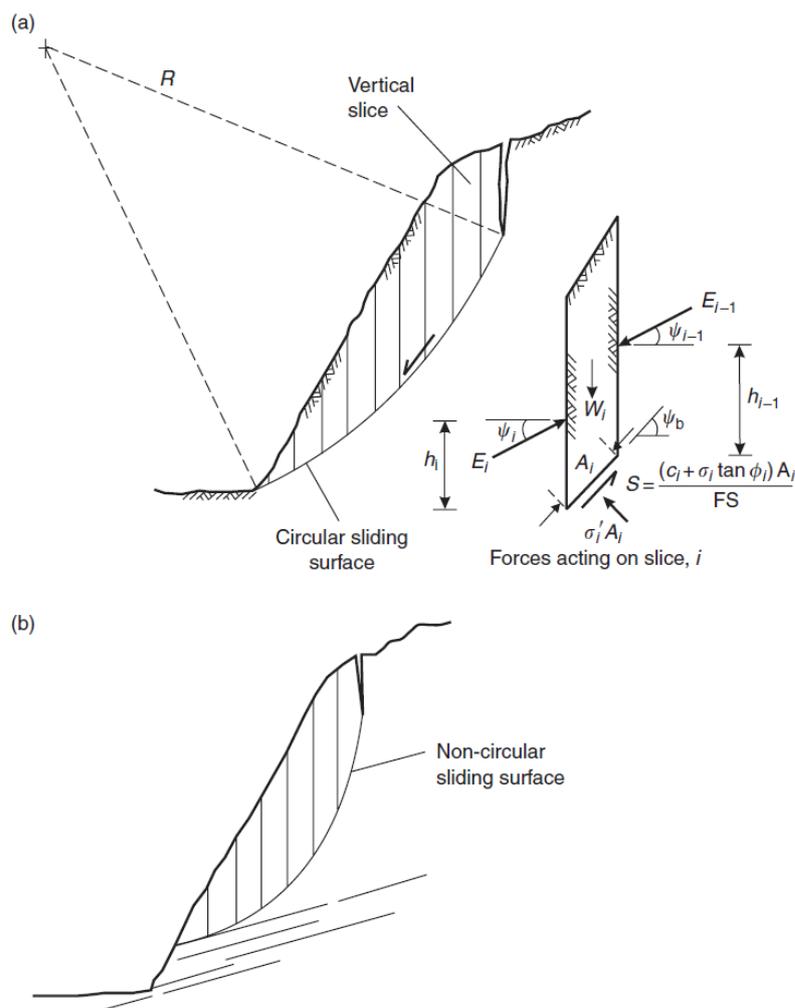


Figura 23: Forma típica de superficies de deslizamiento circular

(a) superficies circulares de gran radio en material homogéneo y débil, con el detalle de las fuerzas sobre la rebanada; (b) superficie no circular en material débil, superficial con roca más fuerte en la base.

Fuente: (Wyllie & Mah, 2005)

2.1.25.12. MÉTODOS NUMÉRICOS

Los métodos numéricos han sido desarrollados y aplicados por su capacidad para simular mejor los mecanismos de rotura del talud (Jiang et al., 2015; S. B. Tang et al., 2017). El método de elementos finitos (MEF) es uno de los métodos más populares y ha sido ampliamente aplicado en análisis de estabilidad de taludes. Las ventajas de usar el

MEF para estudiar la estabilidad son tres: primero, es considerada la relación esfuerzo-deformación de la roca y por tanto pueden ser computados comportamientos mecánicos más precisos, tal como la deformación no lineal, la influencia de agua y sismos; segundo, no son adoptados suposiciones previas relacionadas a las fuerzas que provocan el deslizamiento y sus direcciones, o la forma o ubicación de la superficie de deslizamiento. La superficie de deslizamiento crítico es determinado automáticamente y el talud se derrumba naturalmente (Crosta, Imposimato, & Roddeman, 2003; Griffiths & Lane, 1999; S. B. Tang et al., 2017; Tschuchnigg, Schweiger, & Sloan, 2015); tercero, puede darse direcciones a geometrías complejas de talud, y conducido a estudios paramétricos. Sin embargo, muchos problemas en la ingeniería geotécnica involucran grandes deformaciones, movimiento de roca intacta, el comportamiento post – fractura de un deslizamiento de talud o desprendimiento, y la post fractura del suelo debido a la licuefacción o flujo de lodo. En tales circunstancias, el MEF sufre varias desventajas como resultado de un conflicto en la malla, aun si el método más actualizado de Lagrange es adoptado. El re-enmallado podría ayudar a resolver este problema, pero el procedimiento es un poco complicado (Bui, Fukagawa, Sako, & Wells, 2011; S. B. Tang et al., 2017)

Método de Elementos Finitos (MEF)

El método de elementos finitos u otro método numérico similar, donde el comportamiento del material y la geometría son caracterizados y la estabilidad inicial es evaluada, normalmente mediante la reducción de la resistencia del material hasta que las deformaciones excedan el límite evaluado. Este método no supone un mecanismo o tipo de rotura, pero, sin tratamiento especial, no puede predecir el comportamiento una vez que las deformaciones han excedido un cierto límite, debido a un enredo en la malla, y

así que los análisis del MEF a menudo no incluyen características de comportamiento post-rotura.(Vardon et al., 2017)

Método de Elementos Discretos o Distintos (MED)

Entre otros métodos discontinuos el método de elementos distintos tiene una ventaja de adoptar bloques rígidos y deformables a lo largo de contactos deformables (Cundall & Hart, 1992). Este método siendo explícitos, resuelve directamente las ecuaciones de movimiento mediante un esquema de avance de tiempo (Kundu et al., 2017)

2.1.25.13. ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO

Los taludes de roca bajo carga sísmica están sujetas a aceleraciones las cuales inducen a la inestabilidad de los taludes de roca. Los taludes los cuales son estables bajo condiciones estáticas pueden desestabilizarse bajo cargas sísmicas dinámicas. Bajo cargas sísmicas el talud que tiene un plano potencial de falla puede ser fácilmente desestabilizado, ya que uno de los componentes de la aceleración horizontal que actúa a lo largo del plano de falla potencial se sumará a las fuerzas motrices y la otra componente actuará en contra de las componentes resistentes (Raghuvanshi, 2017)

La zona de estudio se encuentra en la zona 2 de acuerdo con la zonificación propuesta por el RNE 2016 que se basa en la distribución de la sismicidad observada, características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de sismos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. Los valores de aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años se muestran en la Figura 24.



Figura 24: Zonas sísmicas

Fuente: (RNE, 2016)

Generalmente, el coeficiente sísmico pseudo estático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones verticales y el coeficiente sísmico se representa como una fuerza horizontal. Se recomienda usar valores entre 30% y 50% de la aceleración máxima esperada con las respectivas con las respectivas amplificaciones (Sepúlveda, 2011).

2.1.26. SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN

Una de las ventajas de la clasificación del macizo rocoso es que provee información para el sistema de soporte del talud, el principal objetivo del diseño del sistema de estabilización es ayudar al macizo rocoso a auto sostenerse (Gundewar, 2014).

Los sistemas de clasificación del macizo rocoso se basan en diferentes clases de soporte dados a continuación en la Tabla 13.

Tabla 13: Soporte sugerido por la clasificación SMR

Clases de Roca SMR	Valores SMR	Soporte sugerido
Ia	91-100	Ninguno.
Ib	81-90	Ninguno, es necesario escalamiento.
IIa	71-80	(Ninguno, zanja en el pie de talud, o cercado), Pernos puntuales.
IIb	61-70	(Zanja en el pie de talud o cercado con mallas), pernos puntuales o sistemáticos
IIIa	51-60	(Zanja en el pie de talud y/o mallas), pernos puntuales o sistemáticos, shotcrete puntual.
IIIb	41-50	(Zanja en el pie de talud y/o mallas), pernos sistemáticos o anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto dentado.
IVa	31-40	Anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto (o re-excavación), drenaje.
IVb	21-30	Shotcrete reforzado sistemático, muro de contención en el pie o concreto, re-excavación, drenaje profundo.
Va	11-20	Muro de gravedad o muro anclado, re-excavación.

Las medidas de soporte menos populares están entre paréntesis.

Fuente: (Singh & Goel, 2011)

Según los métodos de equilibrio límite se deben considerar los tipos de rotura en el análisis y diseño del sistema de estabilización, ya sea planar, por cuña, por volteo o circular, para estos análisis son considerados los softwares desarrollados por Rocscience.

Según los métodos numéricos, los softwares de análisis en medios discontinuos son adecuados para taludes de roca muy fracturada sujetas a carga estática o dinámica. El análisis bidimensional del mecanismo de falla traslacional permite simular grandes desplazamientos, modelar deformaciones o rendimientos de los materiales. Los software de análisis en medios discontinuos tridimensionales contienen modelado de múltiples discontinuidades de intersección y, por lo tanto, es adecuado para el análisis de inestabilidades de cuña o influencia del soporte de roca (por ejemplo, pernos de roca, cables. (Gundewar, 2014)

2.1.26.1. MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TALUD

En muchas ocasiones es posible excavar taludes estables sin necesidad de utilizar elementos estructurales de contención o refuerzo, que pueden llegar a ser muy costosos. Normalmente el diseño de taludes estables pasa, como ya se ha comentado por definir un ángulo de inclinación que garantice un factor de seguridad adecuado a la normativa vigente y a las condiciones de uso. El talud puede adoptar el ángulo apropiado de forma continua o a través de una sucesión de taludes de menor altura (taludes parciales o bancos) separados por zonas planas, llamadas bermas, que conforman un conjunto de escalones, tal como se muestra en la Figura 25. Los bancos pueden ser diseñados generalmente con un ángulo superior al de estabilidad del talud continuo ya que su altura es significativamente menor y los bloques que se desprenderán de ellos serán retenidos por las bermas.

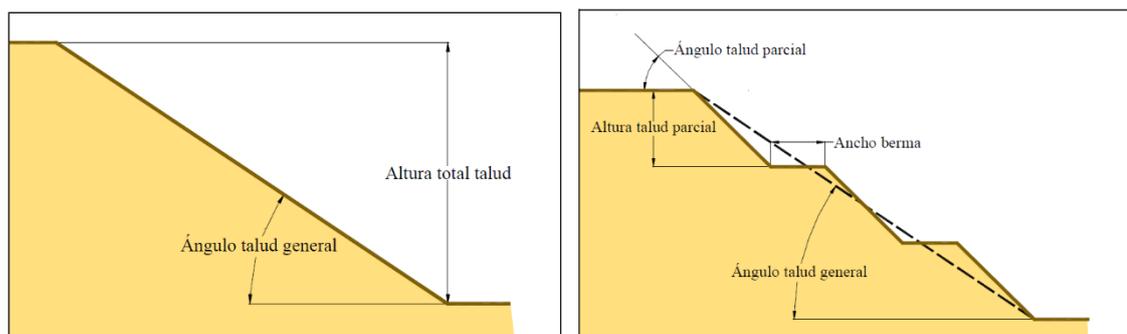


Figura 25: Talud con ángulo continuo o con bermas

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004)

Las ventajas de un diseño con bermas frente a un talud continuo son múltiples:

- 1) Las bermas permiten el acceso al frente de talud, por lo que posibilitan su saneo y facilitan los trabajos de mantenimiento.
- 2) Las bermas actúan como barreras, reteniendo posibles desprendimientos.
- 3) Permiten instalar cunetas para captar aguas de escorrentía, minimizando los procesos erosivos.
- 4) Facilitan los trabajos de restauración.

Las bermas presentan, sin embargo, algunos inconvenientes:

- 1) Producen ángulos en los que, de otra forma sería la línea continua del talud, que se convierten en puntos de concentración de tensiones en los que se pueden iniciar procesos de rotura del macizo rocoso.
- 2) Obligan a incrementar la pendiente del talud con respecto a su inclinación media, lo que puede desencadenar fenómenos de inestabilidad.

Las principales actuaciones posibles sobre la geometría de un talud para mejorar su estabilidad son:

- Eliminar el peso en cabeza del talud (descabezar): es una solución válida en muchas circunstancias, que mejora claramente los factores de seguridad.
- Aumentar peso en el pie del talud construyendo caballones o escolleras. Si es posible, porque se dispone de suficiente espacio, se puede complementar el descabezado con la adición de peso en la base del talud.
- Rebajar el ángulo de talud, bien de forma continua o bien construyendo bermas intermedias.

Cuando se trata de estabilizar un talud en movimiento, debe tenerse en cuenta que las propiedades resistentes de un macizo rocoso en proceso de rotura no son ya las iniciales, si no unas propiedades residuales más bajas, que requiere un ángulo de talud menor. (Ramírez & Alejano, 2004)

2.1.26.2. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Se pueden usar elementos que contrarresten los empujes del terreno, los elementos de contención pueden ser de varios tipos:

- Muros de hormigón, mampostería, escollera o gaviones.
- Pantallas de pilotes, micropilotes, tablestacas, etc.

Muros

Los muros son estructuras resistentes que, colocadas a pie del talud, mejoran la estabilidad del mismo, produciendo los siguientes efectos:

- Compensan los empujes del terreno mediante un empuje pasivo.
- Suponen un sobrepeso en el pie del talud.
- Actúan como elementos de retención de bloques desprendidos.
- Protegen el pie del talud de la meteorización y alteración del terreno.

Muros de hormigón fabricados in situ: Como se muestra en la Figura 26, se pueden construir adaptándose a la geometría y problemática concreta del talud, optimizando dimensiones, armadura y refuerzos estructurales, las necesidades de espacio son mínimas.



Figura 26: Muro de hormigón armado en macizo rocoso.

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004)

Muros de hormigón prefabricados: requieren más espacio que los fabricados in situ, ya que habitualmente llevan un relleno en el trasdós. No son muy utilizados como contención de macizos rocosos.

Muros de escollera: Presentan ventajas a los muros de hormigón por su menor coste, la disminución de los empujes del agua (son drenantes), su mejor adaptación a los movimientos del terreno (admiten deformaciones mayores que los de hormigón, y la reducción de impactos ambientales).

Muros de gaviones: Este tipo de muros se emplean más como protección contra desprendimientos o caída de rocas y contra la erosión. (Ramírez & Alejano, 2004)

Pantallas

Cuando los deslizamientos son demasiado profundos, los muros no constituyen una solución apropiada. En estos casos es más apta la construcción de pantallas, mediante las que se introduce en el terreno una alineación, más o menos continua, de elementos resistentes que mejoran su resistencia en la superficie de rotura y se prolongan una cierta longitud en el terreno estable, no deslizado. En macizos rocosos las pantallas hincadas no resultan apropiados, y se emplean mayoritariamente las pantallas construidas con elementos de hormigón: pilotes y micropilotes.

2.1.26.3. REFUERZO DE TALUDES

Se trata de sistemas que incrementen la resistencia del macizo rocoso, los principales son:

Inyección

Es un procedimiento que permite reforzar el macizo rocoso cuando existe una fisuración adecuada introduciendo un compuesto en fase fluida que se solidifica sellando las juntas. Se disminuye la permeabilidad del conjunto y se aumenta su cohesión y fricción. Los tipos de inyección más representativos se muestran en la Figura 27. En macizos rocosos la inyección que se emplea es la de fracturación.

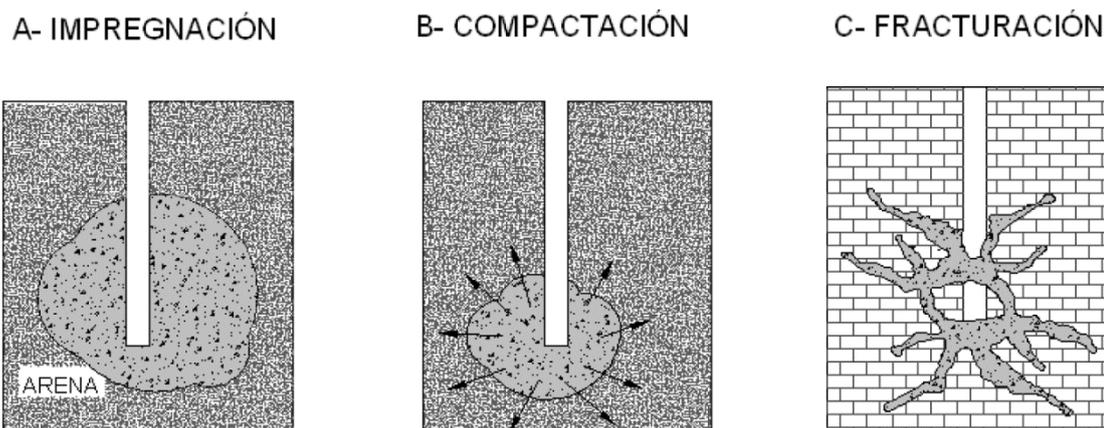


Figura 27: Tipos de inyección en el terreno

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004)

Cosido con micropilotes

Se utilizan elementos como micropilotes para coser la masa potencialmente inestable al terreno firme. No es muy frecuente en macizos rocosos por su elevado coste. En la Figura 28 se ejemplifica el uso de estos elementos para prevenir un deslizamiento rotacional.

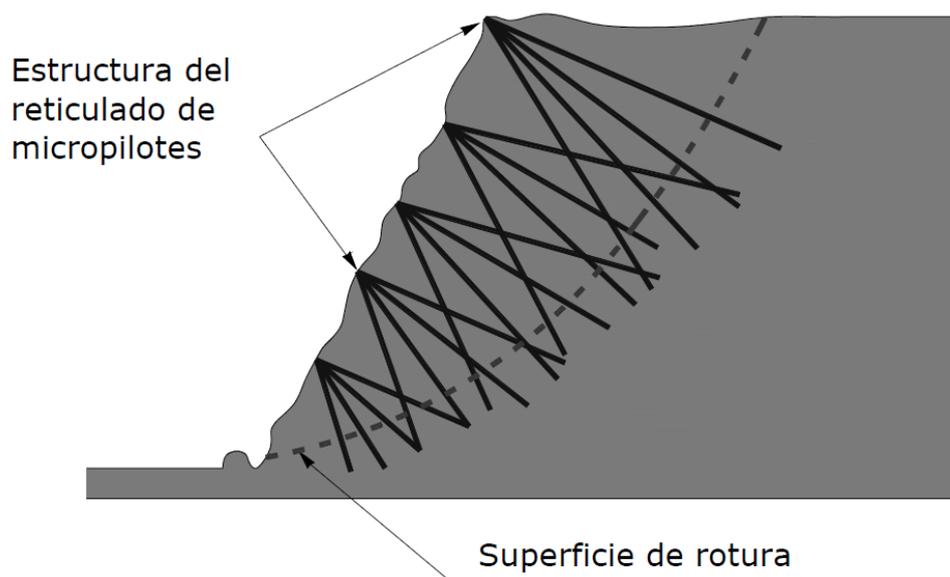


Figura 28: Cosido de un deslizamiento rotacional con micropilotes

Fuente: (González de Vallejo, 2002)

Anclajes

Son elementos capaces de oponerse al deslizamiento y proporcionar una tensión normal a la superficie de rotura potencial, aumentando su resistencia al deslizamiento, bien por fricción o por dilatación. Dentro de la denominación de anclajes se incluyen dos tipos: los pernos y los cables. Las recomendaciones se muestran en la Tabla 14.

Pernos: puede ser de acero o de plástico. Los de acero son los más frecuentes, son barras corrugadas estiradas en frío (aunque pueden ser barras lisas o tubos). Tienen la ventaja de que se pueden alargar o cortar con facilidad. Los de plástico tienen a aumentar su uso porque tienen igual resistencia que los de acero, carecen de problemas relacionados con la corrosión y mantienen la facilidad de excavación por medios mecánicos, aunque son más caros que los de acero, pueden ser de poliéster o de fibra de vidrio (kevlar). (Ver Figura 29)

Cables: Son de acero y por su mayor flexibilidad, pueden alcanzar longitudes de hasta 30 m o más.

Anclaje activo: Introduce un efecto compresivo en el interior del terreno, inducido por pretensado durante su colocación, y está siempre en carga. Este tipo de anclajes son los más utilizados para el refuerzo de taludes. Normalmente se utilizan anclajes activos pretensados con tensiones de trabajo de orden de hasta un 60% de su carga nominal.

Anclaje pasivo: solo entra en carga si el macizo rocoso experimenta deformaciones después de su colocación y no introduce ninguna tensión en el terreno.

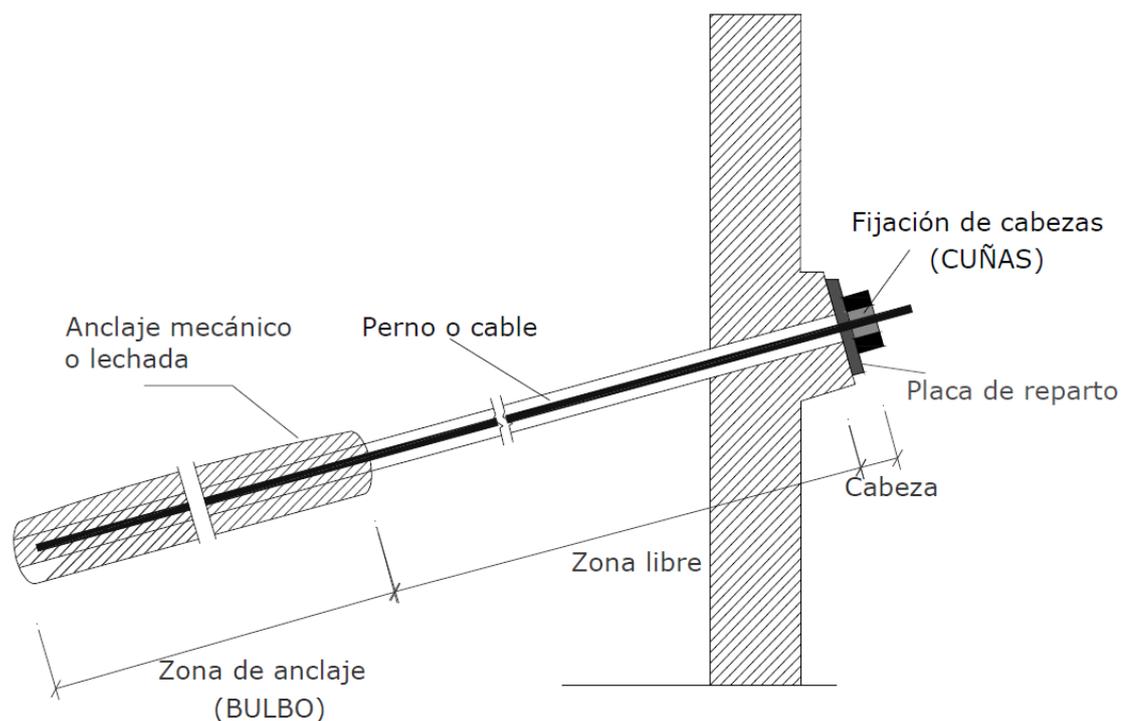


Figura 29: Elementos de un anclaje

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004)

La zona de anclaje es el tramo en que el anclaje se fija a las paredes de la perforación. Cuando esta zona se concentra exclusivamente en el fondo del sondeo el anclaje se denomina puntual, mientras que si se distribuye total o parcialmente a lo largo de su longitud se tiene un anclaje repartido en cuyo caso no se puede tensar. En cuanto al sistema de fijación puede ser mecánico, por fricción o por inyección (de mortero o de resina).

La zona libre es como se denomina al tramo entre la zona de anclaje y la de cabeza. Este tramo sólo existe en los anclajes parcialmente repartidos y en los puntuales, en los que se aísla la barra o cables respecto del terreno envolviéndolo en una camisa de PVC o metálica, que permite que se deformen libremente al tensarse.

La cabeza es la parte más externa del anclaje, mediante la que se fija el extremo del bulón o el cable al talud. En general consta de una placa de reparto (normalmente una

placa cuadrada de acero, con un lado del orden del doble del diámetro de perforación), un sistema de fijación (que suele ser una tuerca roscada para los bulones o un sistema de cuña- contracuña para los cables). En el caso de anclajes activos, se suele colocar también un bloque de apoyo, normalmente de hormigón.

Tabla 14: Recomendaciones para el uso de anclajes en función del tipo de macizo rocoso

Tipo de macizo rocoso	Anclaje recomendado	Recomendaciones
Macizo rocoso estratificado y/o laminado en el que predomina una orientación de planos de discontinuidad (es el caso de los esquistos, pizarras, etc.)	Son adecuados los anclajes repartidos y anclajes puntuales.	En este tipo de roca la rotura es progresiva, capa a capa, con gran fragmentación. La función del anclaje es mantener unidas, y resistiendo conjuntamente, un gran número de capas. Puede convenir una cierta tensión para mantener, o aumentar, la resistencia al corte de las juntas.
Macizo rocoso sano, dividido en bloques de volumen similar y relativamente grande (aprox 1 m ³)	Son apropiados prácticamente todos los tipos de anclajes, que deben estar anclados en la roca sana.	La inestabilidad se produce en estas rocas por desajuste de los bloques más superficiales que van cayendo uno a uno. La función del anclaje es aplicar a los bloques fuerzas activas o pasivas suficientes para asegurar su estabilidad. El cálculo debe tener en cuenta la geometría de los bloques y las propiedades de las juntas.
Macizo rocoso fragmentado en pequeños bloques con separaciones entre juntas de más de 30 cm y menos de 1 m.	El tipo de anclaje más eficaz suele ser el de anclaje repartido.	Normalmente el anclaje sólo no es suficiente para prevenir el desajuste de los bloques y debe complementarse con tratamientos superficiales (como mallas metálicas, chapas, gunitado o combinaciones de ellos)
Macizo rocoso de baja resistencia y poco arcilloso.	Sólo son adecuados los anclajes repartidos.	El anclaje es posible si la roca es homogénea. Debe cuidarse mucho la calidad de la unión a lo largo del anclaje ya que la adherencia unitaria no será grande. Las resistencias al arrancamiento serán menores que en otros tipos de roca.
Macizo rocosos arcillosos y poco resistente como margas arcillosas, lutitas y carbón.	El anclaje deberá usar con precaución. Nunca como medio principal de sostenimiento.	Se suele proscribir el anclaje de anclaje repartido cuando tiene más de un 25% de su longitud en este tipo de roca
Macizo rocoso con juntas llenas de arcillas y/o con zonas tectonizadas.	Si no existe roca sana el anclaje no es adecuado.	En general el anclaje debe atravesar esas zonas para anclarse en roca sana interior
Macizo rocoso constituido por rocas expansivas o con minerales arcillosos expansivos.	Los anclajes suelen ser inútiles.	Los anclajes de anclaje repartido son especialmente inadecuados.

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004)

Vigas de atado de anclajes

En los taludes es muy frecuente construir una viga de atado, de hormigón armado, para solidarizar unos anclajes a otros y repartir mejor la fuerza de los anclajes sobre la roca. Estas vigas permiten un reparto más solidario de esfuerzos, evitando que algunos anclajes se sobrecarguen mientras otros trabajan a bajo rendimiento. Además, se mejora la seguridad del refuerzo, ya que, si aun así algún anclaje trabajase por encima de su tensión límite y se produjese su rotura, el bloque anclado no siempre se desprendería. Si el anclaje está arriostrado a otros, cuando falla, los anclajes solidarios reparten la carga extra entre sí y puede que no se produzca el desprendimiento del bloque.

Cuando se trata de bloques de grandes dimensiones, sujetos por varios anclajes, la viga de atado minimiza el riesgo de que se produzca un efecto de fallo en cadena. Cuando se rompe un anclaje, los adyacentes absorben prácticamente la totalidad de la carga extra correspondiente al anclaje fallido, pudiendo romperse a su vez. La progresión de este efecto origina el fallo sucesivo en los anclajes y la inestabilización del talud. La viga de atado permite un reparto de carga entre todos los anclajes arriostrados (no solo a los adyacentes), por lo que la sobrecarga sobre cada anclaje debida a un anclaje fallido es mucho menor.

Anclaje de elementos de contención

Otro uso muy extendido de los elementos de anclaje es la fijación de elementos de contención (muros o pantallas) al macizo rocoso. De esta forma se contrarrestan en parte los empujes activos del terreno sobre la estructura y por tanto se mejora su estabilidad a deslizamiento y vuelco. Por supuesto, es fundamental que el anclaje se realice en roca suficientemente resistente. Este tipo de aprovechamiento de los anclajes se ha representado en la Figura 30 para un muro.

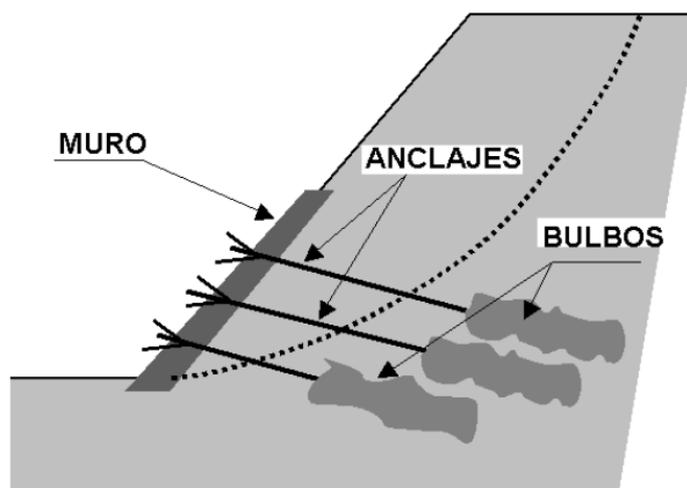


Figura 30: Anclaje de muro

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004)

2.1.26.4. DRENAJE DE AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS

Es comúnmente aceptado que la presencia de agua afecta negativamente a la estabilidad y seguridad de los taludes destacando, entre los daños que puede causar, los siguientes:

- Aumenta el peso del talud, favoreciendo su deslizamiento.
- Aumenta la presión intersticial en poros y fracturas, generando tensiones desestabilizadoras de la masa rocosa. En acuíferos no confinados esta presión viene marcada por la altura de la columna de agua, de forma que, por cada metro por debajo del nivel freático, la presión crece 10 kPa.
- Aumenta los empujes sobre los elementos de contención, obligando a sobredimensionarlos.
- Su acción continuada sobre determinados materiales produce disolución y karstificación. Este fenómeno es frecuente en calizas y yesos.

- Degrada la calidad del macizo rocoso, aumentando la meteorización de las juntas, su apertura (con la acción hielo-deshielo) y alterando su relleno; la acción hielo-deshielo puede producir también el desprendimiento de bloques.
- La escorrentía produce erosión y arrastre de materiales en la cara del talud. La erosión diferencial genera en muchos casos desprendimientos de bloques por descalce.

El principal objetivo que se persigue con la aplicación de sistemas de drenaje es la eliminación, en la medida de lo posible, del agua, minimizando de esta forma sus efectos negativos. A grandes rasgos, este objetivo se puede conseguir utilizando dos metodologías:

- Impedir que el agua acceda al cuerpo del talud, interceptándola mediante zanjas, cunetas o pantallas.
- Disminuir el agua presente en dicho talud, evacuándola mediante zanjas, sondeos, pozos o galerías.

Tradicionalmente, los sistemas de drenaje se han clasificado en dos grandes tipologías: los superficiales y los profundos.

2.2. DEFINICIONES CONCEPTUALES

2.2.1. MACIZO ROCOSO

En la ingeniería de rocas, un macizo rocoso (ver Figura 31) contiene muchas discontinuidades, fallas, estratos inclinados y zonas de falla, etc. y las discontinuidades pueden afectar significativamente el comportamiento del macizo rocoso. (Hoek et al., 2002; S. B. Tang et al., 2017)

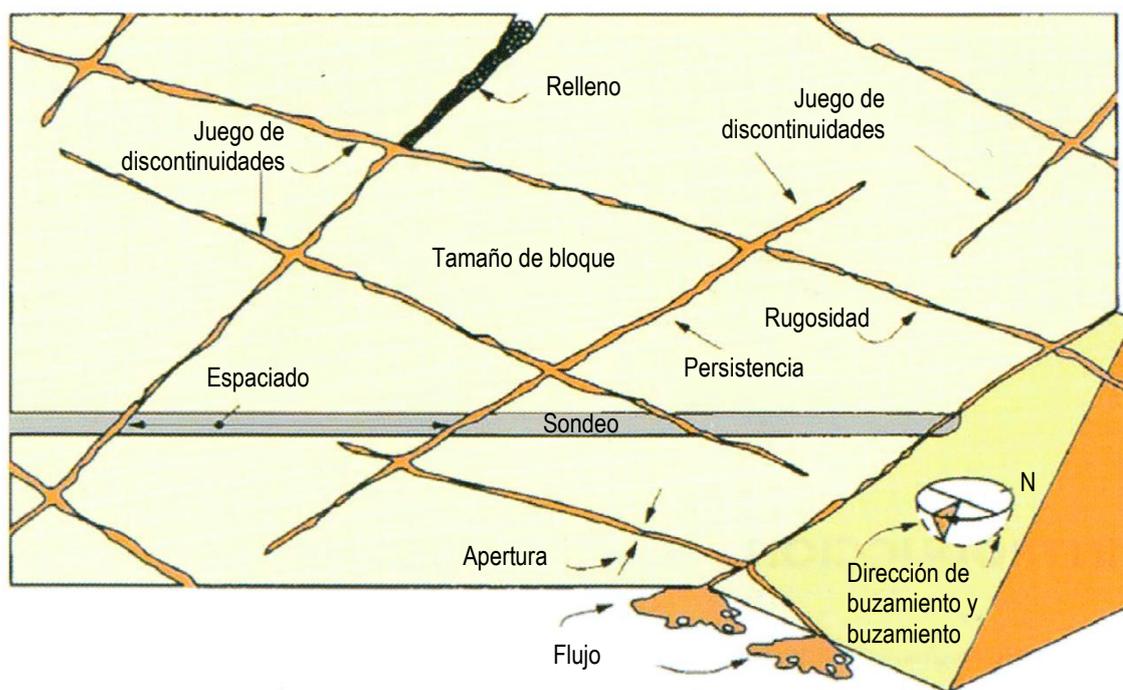


Figura 31: Propiedades de las discontinuidades

Fuente: (Jordá, 2016)

2.2.2. ROCA INTACTA

Es la roca que representa los bloques no fracturados, ubicados entre las discontinuidades en un macizo rocoso típico, estos bloques pueden variar desde pocos milímetros en macizos rocosos de mala calidad, hasta varios metros en macizos rocosos de buena calidad. Las propiedades de la roca intacta están gobernadas por las propiedades físicas de los materiales de los cuales están compuestos y la manera en que estos están unidos. (Zhang, 2017a)

2.2.3. DISCONTINUIDAD

Es un término general que denota cualquier separación o rotura mecánica en un macizo rocoso teniendo cero o baja resistencia a la tracción. Las discontinuidades pueden ser de origen geológico como juntas, planos de estratificación, planos de esquistosidad, zonas de debilidad y fallas; o pueden ser antropogénicos como fracturas inducidas por la

voladura, esfuerzo inducido o inducidas por la presión del agua (ISRM, 2015; Zhang, 2017a)

2.2.4. FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad es definido FS es definida como la más baja relación entre las fuerzas de resistencia al movimiento que dispone el macizo rocoso a las fuerzas actuantes que provocan el movimiento. En general, si el factor de seguridad de una pendiente está dentro del intervalo entre 0 y 1,0, la pendiente es activamente inestable. El valor sobre 1,0 indica que la pendiente se considera estable (Harabinová, 2017; Raghuvanshi, 2017; Vardon et al., 2017).

El factor de seguridad mínimo de un talud según la normativa peruana deberá ser de 1.5 para solicitaciones estáticas y de 1.25 cuando se consideran las solicitaciones sísmicas (RNE, 2012).

2.3. ANTECEDENTES

Raghuvanshi (2017) menciona: “Los métodos de equilibrio límite son los métodos más populares y la integración con el método probabilístico ha fortalecido aún más sus capacidades en la simulación de las condiciones reales de talud. Para la geometría compleja y las condiciones geológicas, los métodos numéricos son más adecuados. Estos métodos tienen la capacidad de simular las condiciones reales de talud. Sin embargo, los métodos numéricos consumen mucho tiempo y requieren instalaciones computacionales elevadas y habilidades especiales en su aplicación. Para la evaluación rápida de la estabilidad de la pendiente en áreas grandes, las técnicas empíricas tales como aproximaciones basadas en la clasificación de la masa de roca son más convenientes y generalmente proporcionan resultados satisfactorios.”

Zhang (2017b) expone: “Están disponibles un gran número de métodos empíricos para determinar el E_m de los macizos rocosos. Es difícil o imposible decidir cuál método es el más adecuado. Una razón es porque los métodos empíricos fueron desarrollados basados en bases de datos de diferentes fuentes. Los valores estimados de E_m de varios métodos empíricos pueden ser diferentes. Así que la evaluación de E_m no debe confiarse solamente en un método empírico. En cambio, deben ser usados varios métodos empíricos que den una idea de un rango de valores posibles del E_m . Para un proyecto específico, será beneficioso si los datos medidos de E_m , incluso limitados, están disponibles y se usan para calibrar varias correlaciones empíricas y luego las correlaciones calibradas se usan para determinar el E_m del sitio.”

Andriani & Parise (2017) expresan: “Las clasificaciones de masas rocosas representan sin duda una herramienta útil para la planificación y el diseño en aplicaciones de ingeniería, pero deben ser cuidadosamente utilizadas, teniendo debidamente en cuenta los límites y la aplicabilidad en cada entorno geológico y en relación con diferentes problemas geológicos de ingeniería, ... No es por casualidad que los enfoques sistemáticos para evaluar la heterogeneidad de las masas de roca y la incorporación de la variabilidad en el proceso de diseño todavía no han ganado amplia aceptación en la comunidad de ingeniería de roca.”

Kanda & Stacey (2016) sostienen: “El criterio de Hoek-Brown puede ser recomendado para la determinación del FS y la probabilidad de falla, independientemente del tipo de distribución de los parámetros de entrada, y pueden contribuir a evitar cualquier imprecisión en los cálculos de probabilidad de falla. El uso del criterio de Mohr-Coulomb en la evaluación de probabilidad de falla conduce a probabilidades de deslizamiento más bajas que cuando se emplea Hoek-Brown. De forma similar a los

resultados de Equilibrio Límite, la determinación de FS requiere sólo un número limitado de elementos (1500 elementos para este modelo de investigación)”

Zhao, Zuo, Li, Lin & Zhang (2016) afirman: “Los parámetros incluyendo el nivel de agua subterránea, ϕ_r , JRC , y JCS influyen en gran medida la estabilidad de un plano de talud de roca. Una caída en el nivel del agua subterránea, y un aumento en ϕ_r , JRC , y JCS incrementan la estabilidad de un plano de talud de roca. Además, el índice de confiabilidad cae significativamente con un aumento en la incertidumbre de los parámetros, especialmente para el JRC y ϕ_r . La confiabilidad del plano del sistema de talud de roca está estrechamente relacionada con la forma de la grieta de tracción.”

Mahanta, H. Singh, P. Singh, Kainthola & T. Singh (2016) mencionan: “Las secciones de talud como resultado del complejo patrón de discontinuidades y estado de intemperismo muestran baja resistencia de la pared que inhibe el desarrollo de cualquier plano de fallo pronunciado que da lugar a la dominancia del tipo de rotura circular. Los valores SMR están en el rango de la categoría normal para la mayoría de la sección excepto L2 y L6 que están en la categoría buena y mala, respectivamente. Utilizando sólo este valor, se pueden aplicar medidas preventivas adecuadas en las pendientes de corte para evitar fallos menores. Por último, el análisis por el MEF de las seis secciones elegidas sobre la base de zonificación de riesgo dio resultados que muestran valores muy altos de factor de seguridad para todas las secciones de talud.”

Alzo'ubi (2016) expone: “El deslizamiento de los taludes de roca artificiales y/o naturales puede tener un gran impacto en la sociedad. Para clasificar un deslizamiento o potencial de deslizamiento debe identificarse el tipo de movimiento o inestabilidad. Varios factores pueden causar inestabilidades en la roca tales como ciclos de congelación/descongelación, nivel freático alto, y corte excesivo de pendientes; el

proceso de movimiento de la pendiente implica una serie de eventos de causa efecto. Para evaluar los taludes de roca; están a disposición de los ingenieros muchos enfoques de modelación numérica. Se recomienda utilizar más de una herramienta para producir resultados y compararlos con el comportamiento real de un talud de roca.”

Belghali, Saada, Garnier & Maghous (2017) expresan: “Con respecto a los elementos de refuerzo, los pernos pasivos se modelan como inclusiones en forma de barra que se supone que toman sólo fuerzas de compresión y tracción, asumiendo una unión perfecta en la interfase con la masa rocosa circundante. A nivel estructural, los efectos de las fuerzas de inercia inducidas por los eventos sísmicos se abordan a través del concepto de coeficiente sísmico horizontal promedio. A pesar de la limitación inherente al método pseudo estático, de que para el posible colapso de la estructura causado por el desplazamiento permanente acumulado inducido por un sismo se ignoran, tal método sigue siendo ampliamente utilizado en ingeniería geotécnica y de roca por su simplicidad de ejecución junto con su eficacia para producir predicciones satisfactorias. A la luz de este análisis, y dentro del intervalo de parámetros considerados, es probable que la intensidad del coeficiente sísmico horizontal sea el parámetro que más afecte la estabilidad del talud de roca reforzado.”

Kundu, Sarkar & Singh (2016) sostienen: “El macizo rocoso muestra una alta concentración de esfuerzo proporcionando alguna señal de rendimiento, si se continúa el ritmo preestablecido de excavación. El factor de seguridad obtenido utilizando el método FEM es 1.22, lo que indica el talud es inestable. También se observa que la superficie de rotura y la ubicación estimada por el método numérico coinciden con el análisis cinemático, la observación de campo y los registros. En el área de estudio, el macizo rocoso del talud existente está altamente fracturada, por lo que puede ser necesario el empernado sistemático juntamente con mallas de acero para prevenir el deslizamiento.”

Siddique, Masroor Alam, Mondal & Vishal (2015) afirman: “El valor de RMR oscila entre 49 y 58 indicando que el macizo rocoso se encuentra en buena calidad. El valor de SMR varía de 66 a 70 indicando que la el macizo rocoso está en clase estable; y que algunas fallas de bloque pueden ocurrir requiriendo apoyo ocasional. Estos taludes pueden ser estabilizados usando varias técnicas tales como mallas, anclaje o empernado puntual, y también se puede implementar shotcrete u hormigón proyectado sistemático para la estabilización. Como seguridad adicional se puede construir un muro en la base del talud dependiendo del requisito del proyecto. El análisis cinemático de las pendientes en diferentes lugares bajo estudio indica que las pendientes son estables y no se observa ningún fallo.”

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

El ámbito de estudio es el sector del cerro Qoñiunu, entre las progresivas Km 232 + 100 hasta Km 232 + 600 del Tramo 4 – Azángaro – Inambari de la carretera Interoceánica, a 0.5 km del distrito de Ollachea, provincia de Carabaya, departamento de Puno.

3.2. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es de tipo aplicado cuantitativo.

3.2.2. DISEÑO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación se considera dentro del diseño metodológico no experimental y el nivel de investigación es descriptiva correlacional, ya que relaciona dos variables, la variable independiente (características geomecánicas del macizo rocoso en el talud del cerro Qoñiunu) y la variable dependiente (sistema de estabilización del talud del cerro Qoñiunu).

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. POBLACIÓN

La presente investigación se realizó en el cerro Qoñiunu, específicamente en el macizo rocoso que comprende el talud entre las progresivas Km 232 + 100 hasta Km 232 + 600 del Tramo 4 – Azángaro – Inambari de la carretera Interoceánica, lo que representa un área estimada de estudio de 47.8 ha.

3.3.2. MUESTRA

El muestreo es de tipo no probabilístico (no aleatorio), debido a que no se puede realizar en cada pequeño espacio del área de estudio, si no las muestras se toman de acuerdo con los afloramientos existentes de rocas, considerando estaciones de monitoreo geomecánico según sea posible el acceso.

3.3.3. TAMAÑO DE MUESTRA

El tamaño de la muestra fue de 880 discontinuidades en el mapeo scan-line y 221 en el mapeo por ventanas, distribuidos en 11 estaciones de mapeo geomecánico adoptados de acuerdo con el tamaño de la población. Para las estaciones de mapeo geomecánico para el talud del cerro Qoñiunu, se tomaron en cuenta las siguientes características:

- Macizo rocoso
- Roca intacta
- Discontinuidades
- Litología

3.4. CARACTERIZACIÓN Y PROCEDIMIENTOS DE LOS MÉTODOS

La presente investigación llevó a cabo la caracterización geomecánica del macizo rocoso para la determinación del diseño de sistema de estabilización del talud del cerro Qoñiunu. Así, para que fuese posible cumplir con los objetivos anteriormente descritos, se desarrolló los siguientes pasos mostrados en la Figura 32.

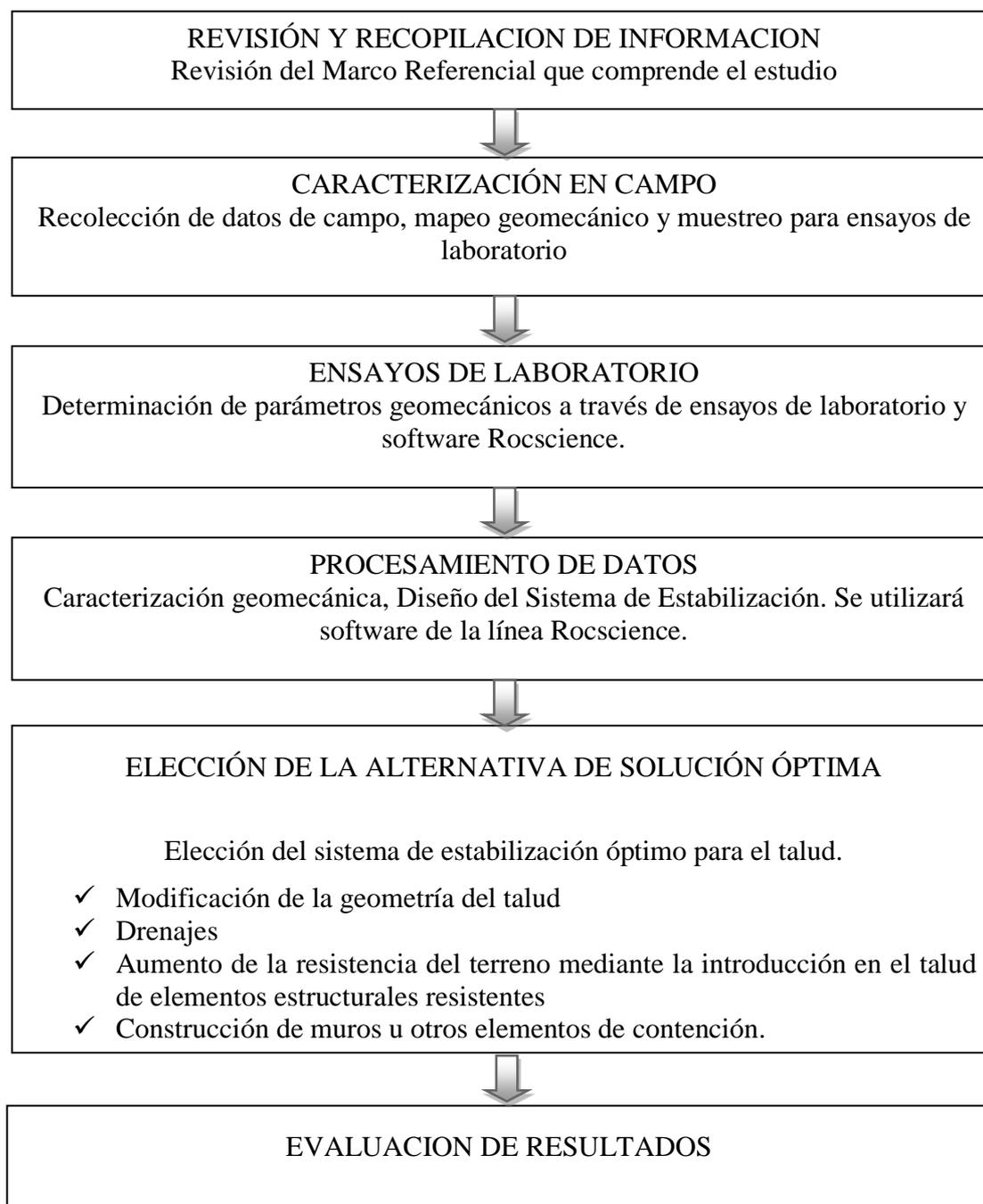


Figura 32: Procedimiento metodológico para la ejecución del proyecto

Fuente: Elaboración propia

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.5.1. MEDICIÓN Y RECOLECCIÓN DE DATOS

Se hizo la medición de datos de campo de acuerdo con los tipos de escala de los datos:

Escala nominal:

- Calidad de la roca (muy buena, buena, regular, mala, muy mala)
- Condición de agua (seco, ligeramente húmedo, húmedo, goteando, fluyendo)
- Meteorización (inalterado, ligeramente alterado, moderadamente alterado, muy alterado, descompuesto)
- Relleno (ninguno, duro <5mm, duro >5mm, suave <5mm, suave >5mm)
- Rugosidad (muy rugosa, rugosa, ligeramente rugosa, lisa, espejo de falla)

Escala de intervalo:

- RQD
- Apertura de las juntas
- Persistencia o continuidad
- Dirección de buzamiento y buzamiento
- Contenido de humedad
- Peso específico
- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
- Resistencia al corte directo de las discontinuidades
- Factor de seguridad

3.5.2. INSTRUMENTOS, ENSAYOS DE LABORATORIO, SOFTWARE

Instrumentos:

- Flexómetro
- Cinta métrica de 50 metros
- Fichas geomecánicas
- Brújula geológica

- Martillo Schmidt
- Martillo geológico

Ensayos de laboratorio:

- Ensayo de Resistencia a la Compresión Uniaxial
- Ensayo de Peso específico
- Ensayo Tilt Test

Software geomecánico:

- Dips 6.0
- RocPlane 2.0
- Swedge 4.0
- RocTopple 1.0
- RocData 4.0
- Phase 8.0

**3.6. PROCESAMIENTO, TRATAMIENTO, SISTEMATIZACIÓN, ANÁLISIS
E INTERPRETACIÓN DE DATOS****3.6.1. TRATAMIENTO Y SISTEMATIZACIÓN DE DATOS**

Una vez hecho el mapeo geomecánico, los datos se procesaron en hojas de cálculo para poder realizar la caracterización del macizo rocoso según la clasificación RMR, GSI, SMR, el cálculo de estos parámetros se realizó para cada una de las discontinuidades obtenidas a través del mapeo por ventanas, estas hojas se encuentran en el Anexo G – Clasificaciones Geomecánicas.

3.6.2. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

El análisis de las discontinuidades para la determinación de las familias de discontinuidades se realizó mediante el análisis estereográfico en el software Dips 6.0, el cual determina las familias de acuerdo con isoyetas de concentración de polos.

3.6.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

La Tabla 15 siguiente muestra la operacionalización de variables.

Tabla 15: Operacionalización de variables

Variable (s)	Dimensión (es)	Indicador(es)	Categoría (s)	Índice(s)	Instrumento (s)
Variables Independientes Características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.	Propiedades Estructurales	Dirección de Buzamiento	Ángulo	Grados (°)	Brújula
		Buzamiento	Angulo	Grados (°)	Brújula
	Propiedades de las discontinuidades	Condición de juntas	Adimensional	Alfanumérico	Peine de Barton, Visual, criterio
	Propiedades índice y propiedades mecánicas	Contenido de Humedad	Adimensional	Porcentaje (%)	Horno de laboratorio
		Peso específico	Peso	Newton/m ³	Balanza, Vernier
		Resistencia a la compresión uniaxial	Resistencia	Mega pascales (MPa)	Prensa de compresión uniaxial
	Resistencia al Corte Directo de discontinuidades	Fuerza (Cortante)	Mega pascales (MPa)	Equipo de Corte directo	
Variables Dependientes Diseño del sistema de estabilización del Talud del Cerro Qoñiunu.	Sistema de Estabilización	Modo de Rotura Estructural	Adimensional	Porcentaje (%)	Software Rocscience
		Factor de Seguridad	Adimensional	Numérico	Software Rocscience

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

Se identificaron estructuras mayores como fallas regionales y microfallas, y estructuras menores que controlan los tipos de rotura y la estabilidad del talud, para lo cual se realizó un mapeo geomecánico de las estructuras expuestas en el campo, mediante un mapeo lineal (scan - line) y por ventanas.

4.1.1. ESTRUCTURAS MAYORES

4.1.1.1. FALLAS

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, se encuentra localizada la falla Ollachea que en la zona de estudio presenta un ángulo $S62^{\circ}O$, que pone en contacto a las pizarras de la formación Sandia y a las pizarras de la formación Ananea, en la zona se puede apreciar que el buzamiento de esta falla inferida es de $81^{\circ}SE$, esta falla se puede apreciar en el Anexo B – 2: Plano Geológico Local.

Una estructura también importante es la falla ubicada en el Km 232+309, cuenta con una dirección de $N41^{\circ}O$ y un buzamiento de $60^{\circ}NE$, cortando aproximadamente de manera transversal a la cresta del talud de la zona de estudio, esta falla se puede apreciar en el Anexo B – 2: Plano Geológico Local.

4.1.2. ESTRUCTURAS MENORES

4.1.2.1. MICROPLIEGUES

Estas estructuras menores se encuentran en la pizarra, de acuerdo con la dirección de la foliación, la cual varía según los tramos de análisis, pero que tiene un valor promedio de dirección de buzamiento 17° y un buzamiento de 47° .

4.1.2.2. DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades levantadas en el mapeo geomecánico, juntamente sus características: buzamiento, dirección de buzamiento, JCS, espaciamiento, RQD, persistencia, abertura, rugosidad, JRC, relleno, meteorización y presencia de agua en las discontinuidades, se encuentran en el Anexo D – Mapeo Geomecánico y el Anexo E – Datos estructurales. Se tomaron 880 datos por el método scan-line y 221 datos distribuidos en 11 estaciones geomecánicas por el método de ventanas, las discontinuidades se muestran en el Anexo F – 1: Diagrama de frecuencias, para cada tramo evaluado.

4.1.3. FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES

Las familias de discontinuidades, sus direcciones y buzamientos se muestran en el Anexo F – 2: Diagrama de Planos, se resumen las familias en la Tabla 16 mostrada a continuación.

Tabla 16: Familias de discontinuidades por tramos

Sub Talud	Tramo	Familia	Dip	Dip dir
1	232 + 060 – 232 + 100	1	43	255
		2	51	282
		3	24	306
		4	44	175
		5	74	265
2	232 + 100 – 232 + 150	1	52	65
		2	71	124
		3	65	232
		4	88	225
3	232 + 150 – 232 + 220	1	55	187
		2	62	90
		3	40	309
		4	48	55
4	232 + 220 – 232 + 300	1	75	46
		2	49	151
		3	45	216
		4	80	304
		5	66	110
5	232 + 300 – 232 + 370	1	81	117
		2	80	81
		3	35	41
		4	59	60
6	232 + 370 – 232 + 420	1	83	202
		2	82	74
		3	58	191
		4	52	14
		5	70	303
7	232 + 420 – 232 + 460	1	85	122
		2	38	20
		3	62	247
8	232 + 460 – 232 + 500	1	86	259
		2	89	336
		3	42	60
		4	87	23
9	232 + 500 – 232 + 560	1	48	94
		2	47	3
		3	74	248
		4	43	210
		5	21	284
10	232 + 560 – 232 + 580	1	48	358
		2	55	246
		3	66	124
		4	72	242
		5	58	98
11	232 + 580 – 232 + 600	1	49	84
		2	39	3
		3	38	143

Fuente: Elaboración propia

4.1.4. ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO Y RESIDUAL

Según los ensayos de Tilt Test realizados en laboratorio que se muestran en el Anexo J – Resultados de Laboratorio, el ángulo de fricción básico obtenido es en promedio de 27°, este valor se utilizó para el cálculo del ángulo de fricción residual.

El ángulo de fricción residual (ϕ_r) se puede calcular a través de la relación propuesta por Nick Barton & Choubey (1977) que es utilizada hasta la actualidad:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \cdot \frac{r}{R}$$

Considerando esta ecuación, se calculó un ϕ_r promedio para cada tramo de talud, los resultados se muestran a continuación en la Tabla 17.

Tabla 17: Ángulo de fricción residual de los tramos de talud

Sub Talud	Tramo	ϕ_r
1	232 + 060 - 232 + 100	23.57
2	232 + 100 - 232 + 150	23.87
3	232 + 150 - 232 + 220	23.20
4	232 + 220 - 232 + 300	22.89
5	232 + 300 - 232 + 370	23.11
6	232 + 370 - 232 + 420	22.50
7	232 + 420 - 232 + 460	22.29
8	232 + 460 - 232 + 500	23.35
9	232 + 500 - 232 + 560	23.79
10	232 + 560 - 232 + 580	23.95
11	232 + 580 - 232 + 600	22.66

Fuente: Elaboración propia

Estos valores se utilizaron para realizar los análisis de estabilidad por el método cinemático, y también para realizar el análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite donde se usó el criterio de resistencia de Barton & Bandis (1990).

4.2. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

4.2.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

4.2.1.1. CLASIFICACIÓN RMR DE BIENIAWSKI

Se tomó en cuenta los datos de mapeo geomecánica mostrados en el Anexo D. Los valores de RMR obtenidos para los diferentes tramos del talud Qoñiunu se encuentran en el Anexo G – Clasificación Geomecánica, a continuación, se muestran los valores de RMR promedio para cada tramo de Talud, en la Tabla 18.

Tabla 18: Valores de RMR obtenidos para cada tramo de talud

Sub Talud	Tramo	RMR	Calidad	Clasificación
1	232 + 060 - 232 + 100	52.95	Media	III
2	232 + 100 - 232 + 150	50.45	Media	III
3	232 + 150 - 232 + 220	52.75	Media	III
4	232 + 220 - 232 + 300	34.95	Mala	IV
5	232 + 300 - 232 + 370	43.90	Media a mala	III-IV
6	232 + 370 - 232 + 420	42.55	Media a mala	III-IV
7	232 + 420 - 232 + 460	47.02	Media	III
8	232 + 460 - 232 + 500	48.75	Media	III
9	232 + 500 - 232 + 560	46.40	Media	III
10	232 + 560 - 232 + 580	49.95	Media	III
11	232 + 580 - 232 + 600	46.80	Media	III
Promedio		46.95	Media	III

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.2. CLASIFICACIÓN POR EL MÉTODO ÍNDICE GSI

Los valores de GSI obtenidos para los diferentes tramos del talud Qoñiunu se encuentran en el Anexo G – Clasificación Geomecánica, a continuación, se muestran los valores de GSI promedio para cada tramo de Talud, en la Tabla 19.

Tabla 19: Valores de GSI obtenidos para cada tramo de talud

Sub Talud	Tramo	GSI	Calidad	Clasificación
1	232 + 060 - 232 + 100	52.00	Regular	III
2	232 + 100- 232 + 150	50.65	Regular	III
3	232 + 150 - 232 + 220	53.95	Regular	III
4	232 + 220 - 232 + 300	37.05	Mala	IV
5	232 + 300 - 232 + 370	47.95	Regular	III
6	232 + 370 - 232 + 420	45.55	Regular	III
7	232 + 420 - 232 + 460	46.26	Regular	III
8	232 + 460 - 232 + 500	48.00	Regular	III
9	232 + 500 - 232 + 560	44.35	Regular a Mala	III - IV
10	232 + 560 - 232 + 580	49.85	Regular	III
11	232 + 580 - 232 + 600	45.65	Regular	III
Promedio		47.39	Regular	III

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. VALORACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO

4.2.2.1. CRITERIO DE RESISTENCIA GENERALIZADO DE HOEK – BROWN - DIEDERICHS

Este criterio se utilizó para determinar la resistencia del macizo rocoso en el software RocData, para ello se muestran los parámetros de entrada (input data) requeridos según Hoek & Diederichs (2006) los cuales son: resistencia a la compresión simple de la roca intacta UCS, peso unitario, m_i y E_i , los valores de GSI mostrados las tablas anteriores, el factor D que es un parámetro de perturbación que producen en el macizo rocoso que según Hoek, Carranza & Corkum (2002) para taludes con mala práctica en

voladura y en condiciones de paredes de roca muy malas se considera $D=1.0$. Los datos de entra se muestran en la Tabla 20. El UCS se determinó a través de ensayos de Martillo Schmidt en campo y también mediante ensayos de laboratorio mostrados en el Anexo J donde se obtuvo un valor promedio de 85.76 MPa, siendo este resultado muy similar a los obtenidos en campo. Para el cálculo se tomó en cuenta los resultados del Ensayo de Martillo Schmidt.

Tabla 20: Datos de entrada para el cálculo de la resistencia del macizo rocoso

Sub Talud	UCS (MPa)	GSI	m_i	E_i (MPa)	D	Peso unitario (MN/m ³)	Altura de talud (m)
1	80.20	58.00	6.00	16040	1.0	0.02605	253
2	80.70	60.05	6.00	16140	1.0	0.02605	233
3	80.80	59.75	6.00	16160	1.0	0.02605	227
4	88.00	44.25	6.00	17600	1.0	0.02605	212
5	93.00	47.95	6.00	18600	1.0	0.02605	192
6	88.00	45.55	6.00	17600	1.0	0.02605	189
7	92.86	46.26	6.00	18571	1.0	0.02605	183
8	85.60	48.00	6.00	17120	1.0	0.02605	168
9	86.10	44.35	6.00	17220	1.0	0.02605	135
10	79.00	49.85	6.00	15800	1.0	0.02605	115
11	86.00	45.65	6.00	17200	1.0	0.02605	92

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de los parámetros de resistencia del macizo rocoso se muestran en la Tabla 21, estos resultados también son utilizados para el análisis de estabilidad por el método numérico de acuerdo con los tramos ya mencionados. En el Anexo H, se muestran los gráficos del criterio de resistencia Hoek & Brown generalizado, donde se puede observar los resultados que se obtienen de ángulo de fricción y cohesión calculados con este criterio.

Tabla 21: Resultados de parámetros de resistencia del macizo rocoso.

Sub Talud	m_b	s	a	$\sigma_{3 \text{ máx}}$ (Mpa)	σ_t (Mpa)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (Mpa)	E_M (Mpa)	C_M	ϕ_M
1	0.299	0.0009	0.503	4.7042	-0.2450	2.367	5.984	1730.26	0.985	27.75
2	0.346	0.0013	0.503	4.4005	-0.2995	2.837	6.554	1972.21	1.043	29.44
3	0.338	0.0012	0.503	4.2929	-0.2914	2.769	6.481	1939.11	1.018	29.47
4	0.112	0.0001	0.509	3.8404	-0.0725	0.781	3.752	858.62	0.547	22.29
5	0.146	0.0002	0.507	3.5751	-0.1090	1.148	4.614	1104.62	0.617	25.29
6	0.123	0.0001	0.508	3.4760	-0.0821	0.877	3.959	918.08	0.542	23.73
7	0.129	0.0001	0.507	3.4007	-0.0927	0.986	4.300	1005.84	0.562	24.69
8	0.146	0.0002	0.507	3.1431	-0.1008	1.061	4.255	1019.55	0.555	25.66
9	0.113	0.0001	0.508	2.5428	-0.0716	0.771	3.687	844.34	0.430	25.17
10	0.167	0.0002	0.506	2.2251	-0.1110	1.152	4.233	1044.84	0.478	28.74
11	0.124	0.0001	0.508	1.8022	-0.0810	0.865	3.885	901.94	0.375	28.53

Fuente: Elaboración propia

Los valores promedio obtenidos son: $m_b = 0.19$, $s = 0.0004$, $a = 0.506$, Resistencia a la tracción $\sigma_t = -0.14$ MPa, Resistencia a la compresión $\sigma_c = 1.42$ MPa para todo el talud Qoñiunu, y un promedio de módulo de deformación que define el comportamiento elástico del macizo rocoso $E = 1212.67$ MPa.

4.2.3. VALORACIÓN GEOTÉCNICA DE ESTRUCTURAS

4.2.3.1. CRITERIO DE RESISTENCIA DE BARTON – BANDIS Y MOHR COULOMB

En el Anexo I, se muestran los gráficos del criterio de Barton – Bandis y los valores calculados por el ajuste del criterio de Mohr Coulomb para cada una de las familias de discontinuidades. En la Tabla 22 se muestra el resumen de los valores obtenidos para cada familia de discontinuidades.

Tabla 22: Resultados obtenidos de parámetros de resistencia de las discontinuidades.

Sub Talud	Tramo	Fam	JRC	JCS (MPa)	ϕ_r (°)	$sig_n^{m\acute{a}x}$ (Mpa)	C_j (MPa)	ϕ_j (°)
1	232 + 060 – 232 + 100	1	9.50	65.00	23.57	7.4455	0.274	31.67
		2	7.75	58.40	23.57	7.2142	0.203	29.96
		3	7.25	66.66	23.57	7.1934	0.189	29.98
		4	8.25	66.66	23.57	7.3070	0.225	30.79
		5	6.00	61.65	23.57	7.0399	0.147	28.74
2	232 + 100 – 232 + 150	1	7.40	66.46	23.87	6.7287	0.183	30.61
		2	7.20	65.68	23.87	6.7046	0.176	30.41
		3	7.60	66.46	23.87	6.7503	0.190	30.78
		4	6.40	65.68	23.87	6.6206	0.151	29.73
3	232 + 150 – 232 + 220	1	9.40	61.74	23.20	6.7219	0.243	31.43
		2	10.00	61.04	23.20	6.7840	0.266	31.85
		3	10.00	61.74	23.20	6.7877	0.267	31.89
		4	9.00	61.04	23.20	6.6754	0.228	31.07
4	232 + 220 – 232 + 300	1	8.25	61.91	22.89	6.1958	0.189	30.44
		2	7.00	58.48	22.89	6.0610	0.150	29.21
		3	7.75	60.15	22.89	6.1394	0.173	29.92
		4	10.00	72.13	22.89	6.4235	0.256	32.49
		5	5.25	64.91	22.89	5.9142	0.105	27.94
5	232 + 300 – 232 + 370	1	10.40	68.50	23.11	5.9368	0.253	33.20
		2	9.80	67.90	23.11	5.8717	0.230	32.65
		3	6.00	68.50	23.11	5.5052	0.116	29.20
		4	9.60	67.90	23.11	5.8512	0.223	32.48
6	232 + 370 – 232 + 420	1	6.25	63.77	22.50	5.4038	0.118	28.69
		2	6.25	63.77	22.50	5.4038	0.118	28.69
		3	6.00	63.77	22.50	5.3816	0.112	28.46
		4	6.00	56.90	22.50	5.3639	0.110	28.17
		5	5.75	56.90	22.50	5.3427	0.105	27.95
7	232 + 420 – 232 + 460	1	6.86	62.21	22.29	5.2890	0.128	29.07
		2	7.71	61.76	22.29	5.3630	0.150	29.83
		3	6.29	60.78	22.29	5.2357	0.114	28.48
8	232 + 460 – 232 + 500	1	7.00	65.72	23.35	4.9839	0.128	30.61
		2	6.40	65.05	23.35	4.9313	0.113	30.00
		3	5.20	65.72	23.35	4.8332	0.087	28.83
		4	6.00	65.05	23.35	4.8978	0.104	29.60
9	232 + 500 – 232 + 560	1	6.50	72.13	23.79	4.1052	0.099	31.35
		2	7.75	61.57	23.79	4.1779	0.124	32.19
		3	9.50	68.52	23.79	4.3345	0.172	34.32
		4	6.25	70.28	23.79	4.0832	0.094	31.00
		5	6.75	72.13	23.79	4.1242	0.104	32.62
10	232 + 560 – 232 + 580	1	13.25	65.00	23.95	4.6650	0.311	37.66
		2	10.50	68.52	23.95	4.4268	0.204	35.45
		3	9.75	59.99	23.95	4.3364	0.176	34.19
		4	10.25	66.66	23.95	4.3994	0.195	35.10
		5	6.00	66.66	23.95	4.0656	0.089	30.75
11	232 + 580 – 232 + 600	1	6.80	59.24	22.66	4.0524	0.099	30.02
		2	10.20	60.07	22.66	4.3119	0.181	33.40
		3	6.80	60.07	22.66	4.0542	0.099	30.06

Fuente: Elaboración propia

Se obtuvo un valor de cohesión promedio de 0.17 MPa y ángulo de fricción promedio de 30.91° para todo el talud Qoñiunu.

4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

En el Capítulo II, se muestran los tipos de análisis de estabilidad que se realizan en la actualidad para taludes de roca. Es necesario aclarar que las clasificaciones empíricas tales como el RMR, SMR, GSI dan una valoración de resistencia al macizo rocoso, más no precisan cuanta es la resistencia; los criterios de resistencia asociados a macizos rocosos tales como el criterio de resistencia de Hoek & Brown, Mohr-Coulomb o los asociados a las discontinuidades como el criterio de resistencia de Barton – Bandis dan valores precisos de los parámetros de resistencia del macizo rocoso como la Resistencia a la Compresión Uniaxial (UCS), la Resistencia a la Tracción, la Resistencia al Esfuerzo Cortante, el Módulo de Elasticidad del Macizo Rocosos (E_m), la Cohesión y el Ángulo de Fricción del mismo. Sin embargo, con las clasificaciones geomecánicas y los criterios de resistencia solo se puede determinar la calidad del macizo rocoso que se tiene en el campo, más no su comportamiento de estabilidad. El Análisis Cinemático o Estereográfico, en donde se puede determinar dos grandes diferencias, si el talud es estable o si está sujeto a probabilidades de inestabilidad, pero no se tiene un valor de confiabilidad cuantitativo. Los Métodos de Equilibrio Límite (MEL) determinan un valor cuantitativo de confiabilidad expresado como Factor de Seguridad, pero es necesario tener claro el tipo de rotura a analizar en el talud de roca. Los Métodos Numéricos son aún más precisos, pero es necesario determinar muchos más parámetros de entrada para su cálculo como la orientación de esfuerzos, el módulo de elasticidad, entre otros.

4.3.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO EMPÍRICO

4.3.1.1. ÍNDICE SMR (SLOPE MASS RATING)

La clasificación SMR realiza el análisis de estabilidad considerando cada familia de discontinuidades por separado o por intersección de dos familias, por lo que se debe identificar primeramente el modo de rotura probable que pueda ocurrir.

Los datos requeridos para el análisis de estabilidad por este método se describen en la Tabla 23.

Tabla 23: Datos requeridos para el cálculo de SMR

Sub Talud	Tramo	Fam.	Dir. Buz. (°)	Buz.	RMR promedio	Dir. Buz. Talud (°)	Buz. Talud (1)	Método de excavación
1	232 + 060 - 232 + 100	1	255	43	53	144	65	Voladura regular
		2	282	51	53	144	65	Voladura regular
		3	306	24	53	144	65	Voladura regular
		4	175	44	53	144	65	Voladura regular
		5	265	74	53	144	65	Voladura regular
2	232 + 100- 232 + 150	1	65	52	50	140	60	Voladura regular
		2	124	71	50	140	60	Voladura regular
		3	232	65	50	140	60	Voladura regular
		4	225	88	50	140	60	Voladura regular
3	232 + 150 - 232 + 220	1	187	55	53	150	65	Voladura regular
		2	90	62	53	150	65	Voladura regular
		3	309	40	53	150	65	Voladura regular
		4	55	48	53	150	65	Voladura regular
4	232 + 220 - 232 + 300	1	46	75	35	175	58	Voladura deficiente
		2	151	49	35	175	58	Voladura deficiente
		3	216	45	35	175	58	Voladura deficiente
		4	304	80	35	175	58	Voladura deficiente
		5	110	66	35	175	58	Voladura deficiente

5	232 + 300 - 232 + 370	1	117	81	44	150	54	Voladura deficiente
		2	81	80	44	150	54	Voladura deficiente
		3	41	35	44	150	54	Voladura deficiente
		4	60	59	44	150	54	Voladura deficiente
6	232 + 370 - 232 + 420	1	202	83	43	142	53	Voladura deficiente
		2	74	82	43	142	53	Voladura deficiente
		3	191	58	43	142	53	Voladura deficiente
		4	14	52	43	142	53	Voladura deficiente
		5	303	70	43	142	53	Voladura deficiente
7	232 + 420 - 232 + 460	1	122	85	47	130	53	Voladura deficiente
		2	20	38	47	130	53	Voladura deficiente
		3	247	62	47	130	53	Voladura deficiente
8	232 + 460 - 232 + 500	1	259	86	49	104	59	Voladura regular
		2	336	89	49	104	59	Voladura regular
		3	60	42	49	104	59	Voladura regular
		4	23	87	49	104	59	Voladura regular
9	232 + 500 - 232 + 560	1	94	48	46	104	61	Voladura regular
		2	3	47	46	104	61	Voladura regular
		3	248	74	46	104	61	Voladura regular
		4	210	43	46	104	61	Voladura regular
		5	284	21	46	104	61	Voladura regular
10	232 + 560 - 232 + 580	1	358	48	50	93	60	Voladura regular
		2	246	55	50	93	60	Voladura regular
		3	124	66	50	93	60	Voladura regular
		4	242	72	50	93	60	Voladura regular
		5	98	58	50	93	60	Voladura regular
11	232 + 580 - 232 + 600	1	84	49	47	144	61	Voladura regular
		2	3	39	47	144	61	Voladura regular
		3	143	38	47	144	61	Voladura regular

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 24 muestra un resumen de los valores obtenidos para cada familia de discontinuidades, se puede apreciar a detalle los cálculos realizados para el SMR en el Anexo G: Clasificaciones geomecánicas, donde se utilizó la hoja de cálculo de MS Excel propuesta por Riquelme Tomás & Abellán (2014).

Tabla 24: Resumen de resultados de la clasificación SMR y condiciones de estabilidad

Sub Talud	Tramo	Familia	Modo de Rotura	SMR (Romana, 1993)	SMR (Tomás et al, 2007)	Clase	Condición	Fallas
1	232 + 060 - 232 + 100	1	Vuelco	53	53	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		2	Vuelco	52	53	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Vuelco	53	53	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		4	Cuña/ Planar	45	36	II - IV	Parc. estable a inestable	Algunas juntas o muchas cuñas / Planar o grandes cuñas
		5	Vuelco	49	48	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
2	232 + 100 - 232 + 150	1	Cuña/ Planar	42	41	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		2	Cuña/ Planar	50	49	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Vuelco	46	46	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		4	Cuña/ Planar	50	50	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
3	232 + 150 - 232 + 220	1	Cuña/ Planar	44	39	III - IV	Parcialmente estable a inestable	Algunas juntas o muchas cuñas / Planar o grandes cuñas
		2	Cuña/ Planar	45	44	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Vuelco	53	53	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		4	Vuelco	52	53	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
4	232 + 220 - 232 + 300	1	Vuelco	23	22	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		2	Cuña/ Planar	7	4	V	Completamente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por masa
		3	Cuña/ Planar	19	14	V	Completamente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por masa
		4	Vuelco	23	22	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		5	Cuña/ Planar	26	27	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
5	232 + 300 - 232 + 370	1	Cuña/ Planar	36	36	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		2	Cuña/ Planar	36	36	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		3	Vuelco	36	36	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		4	Vuelco	35	36	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas

6	232 + 370 - 232 + 420	1	Cuña/Planar	35	35	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		2	Cuña/Planar	35	35	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		3	Cuña/Planar	34	34	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		4	Vuelco	35	35	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		5	Vuelco	17	22	IV - V	Inestable a Completamente inestable	Planar o grandes cuñas / Grandes roturas por planos continuos o por masa
7	232 + 420 - 232 + 460	1	Cuña/Planar	39	38	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		2	Vuelco	39	39	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		3	Vuelco	38	39	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
8	232 + 460 - 232 + 500	1	Vuelco	39	39	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		2	Vuelco	45	44	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Cuña/Planar	41	37	III - IV	Parcialmente estable a inestable	Algunas juntas o muchas cuñas / Planar o grandes cuñas
		4	Cuña/Planar	49	49	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
9	232 + 500 - 232 + 560	1	Cuña/Planar	4	0	V	Completamente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por masa
		2	Vuelco	46	46	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Vuelco	42	39	III - IV	Parcialmente estable a inestable	Algunas juntas o muchas cuñas / Planar o grandes cuñas
		4	Vuelco	46	46	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		5	Vuelco	46	46	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
10	232 + 560 - 232 + 580	1	Vuelco	50	50	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		2	Vuelco	48	49	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Cuña/Planar	49	49	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		4	Vuelco	46	42	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		5	Cuña/Planar	7	4	V	Completamente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por masa
11	232 + 580 - 232 + 600	1	Cuña/Planar	38	37	IV	Inestable	Planar o grandes cuñas
		2	Vuelco	47	47	III	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
		3	Cuña/Planar	0	0	V	Completamente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por masa

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 24 nos muestra un talud de roca divide en tramos de talud, los cuales tienen diferentes niveles de estabilidad.

El sub talud 1 se muestra en promedio parcialmente estable, a excepción de la familia 4 que hace que se comporte de parcialmente estable a inestable.

El sub talud 2 en promedio se encuentra parcialmente estable para todas las familias de discontinuidades, tanto para la rotura planar, por cuña o por vuelco.

El sub talud 3 se encuentra en promedio parcialmente estable, a excepción de la familia 1 que hace que se comporte de parcialmente estable a inestable.

El sub talud 4 es el tramo de análisis más crítico, se encuentra de inestable en las familias 1, 4 y 5 a completamente inestable en las familias 2 y 3, tanto para la rotura planar, por cuña o por vuelco.

El sub talud 5 en promedio se encuentra inestable para todas las familias de discontinuidades, tanto para la rotura planar, por cuña o por vuelco.

El sub talud 6 se encuentra en promedio inestable para todas las familias, a excepción de la familia 5 que hace que se comporte de manera completamente inestable con rotura por vuelco.

El sub talud 7 en promedio se encuentra inestable para todas las familias de discontinuidades, tanto para la rotura planar, por cuña o por vuelco.

El sub talud 8 se encuentra desde parcialmente estable hasta inestable, tanto para la rotura planar, por cuña o por vuelco.

El sub talud 9 se encuentra en promedio parcialmente estable, a excepción de la familia 1 que hace que se comporte de manera completamente inestable con rotura planar o por cuña.

El sub talud 10 se encuentra en promedio parcialmente estable, a excepción de la familia 5 que hace que se comporte de manera completamente inestable con rotura planar o por cuña.

El sub talud 11 se encuentra desde parcialmente estable hasta completamente inestable, tanto para la rotura planar, por cuña o por vuelco.

La clasificación SMR determinó que la zona más crítica es el tramo de análisis sub talud 4, en seguida el sub talud 6, el sub talud 5 y el sub talud 7, los sub taludes 8 hasta 11 se encuentran en condiciones críticas para ciertas familias de discontinuidades. Este análisis es empírico por tanto los rangos de valores de estabilidad no son precisos, además que no se considera la interacción de los esfuerzos en el talud ni en las discontinuidades, pero permitió definir los sectores más críticos. Un análisis más específico para determinar el factor de seguridad de inestabilidad se muestra más adelante en el análisis de estabilidad por equilibrio límite y en el análisis por métodos numéricos.

4.3.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO ESTEREOGRÁFICO O CINEMÁTICO

El análisis de estabilidad por el método cinemático permite determinar los tipos de rotura más probables en el talud, combinando en el análisis todas las familias de discontinuidades en comparación con el análisis empírico realizado, que analiza la estabilidad considerando una por una las familias de discontinuidades y además siempre determina un tipo de rotura cuando no siempre existirá un tipo de rotura, sin embargo a pesar de dar valores más precisos de estabilidad no determina un factor de seguridad para indicar un grado de estabilidad más exacto. La Tabla 25 resume los parámetros utilizados para el análisis de estabilidad por el método cinemático. Se generan zonas de inestabilidad sombreadas en el estereograma, los polos que se encuentren dentro de esta zona crítica de inestabilidad determinan la probabilidad de rotura según los tipos mencionados, por lo que los resultados de este análisis se expresan en porcentajes.

Tabla 25: Datos requeridos para el análisis cinemático

Sub Talud	Familia	Dip	Dip dir	Altura de talud (m)	Pendiente del talud (°)	Dirección de buzamiento del talud (°)	Ángulo de fricción (°)
1	1	43	255	253	65	130	30.23
	2	51	282				
	3	24	306				
	4	44	175				
	5	74	265				
2	1	52	65	233	60	140	30.38
	2	71	124				
	3	65	232				
	4	88	225				
3	1	55	187	227	65	150	31.56
	2	62	90				
	3	40	309				
	4	48	55				
4	1	75	46	212	58	175	30.00
	2	49	151				
	3	45	216				
	4	80	304				
	5	66	110				
5	1	81	117	192	54	150	31.88
	2	80	81				
	3	35	41				
	4	59	60				
6	1	83	202	189	53	142	28.39
	2	82	74				
	3	58	191				
	4	52	14				
	5	70	303				
7	1	85	122	183	53	130	29.13
	2	38	20				
	3	62	247				
8	1	86	259	168	59	104	29.76
	2	89	336				
	3	42	60				
	4	87	23				
9	1	48	94	135	61	104	32.30
	2	47	3				
	3	74	248				
	4	43	210				
	5	21	284				
10	1	48	358	115	60	93	34.63
	2	55	246				
	3	66	124				
	4	72	242				
	5	58	98				
11	1	49	84	92	61	144	31.16
	2	39	3				
	3	38	143				

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.1. ROTURA PLANAR

Para la identificación del modo de falla planar, se utilizó límites laterales de 25°.

Los resultados de este análisis se resumen en la Tabla 26.

Tabla 26: Resultados del tipo de rotura planar

Sub Talud	Familia crítica	Porcentaje
1	Total	8.75%
2	Total	5.00%
3	Total	2.50%
4	F2	77.78%
	Total	10.00%
5	Total	3.75%
6	Total	0.00%
7	Total	5.00%
8	Total	5.00%
9	F1	100.00%
	Total	12.50%
10	F5	87.50%
	Total	10.00%
11	F3	91.67%
	Total	20.00%

Fuente: Elaboración propia

El análisis cinemático del tipo de rotura planar se encuentra en el Anexo K-1, en donde se puede verificar a detalle la tabla anterior. De este análisis se tomó en cuenta los sectores críticos que comprometen a las familias de discontinuidades y no a unos cuantos polos, por tanto, los sub taludes más susceptibles a rotura planar son: el sub talud 4 en la familia 2, el sub talud 9 en la familia 1, el sub talud 10 en la familia 5 y el sub talud 11 en la familia 3. Según este análisis cinemático se determina que estos sub taludes sufrirán deslizamiento por rotura planar, especialmente el sub talud 9 que tiene una probabilidad del 100% de sufrir este tipo de rotura, sin embargo en este análisis no se consideran las tensiones actuantes tanto en el macizo rocoso como en las discontinuidades, por lo tanto para definir si estos sub taludes tendrán un deslizamiento es necesario determinar un

Factor de Seguridad mediante métodos de equilibrio límite o métodos numéricos, en la sección de análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite se tomarán en cuenta estos sub taludes críticos.

4.3.2.2. ROTURA POR CUÑA

La Tabla 27 muestra los resultados del análisis cinemático de rotura por cuña, en el cual se puede apreciar, también a medida de porcentajes la probabilidad de rotura de este tipo en el macizo rocoso de los sub taludes. Para este análisis se consideran las intersecciones de planos.

Tabla 27: Resultados del tipo de rotura por cuña

Sub Talud	Familia crítica	Porcentaje
1	F4 – F5	12.04%
	Total	12.04%
2	Total	21.96%
3	F1-F2	29.97%
	Total	29.97%
4	F2-F5	23.37%
	F2-F3	23.37%
	F3-F5	23.37%
	F3-F4	23.37%
	Total	23.37%
5	Total	7.64%
6	F2-F3	9.18%
	Total	34.05%
7	Total	7.69%
8	F2-F3	16.50%
	Total	16.50%
9	F3-F4	20.75%
	F1-F2	20.75%
	Total	20.75%
10	F1-F5	21.68%
	F3-F5	21.68%
	Total	21.68%
11	F1-F3	41.21%
	Total	41.21%

Fuente: Elaboración propia

El análisis cinemático del tipo de rotura por cuña se encuentra en el Anexo K-2, en donde se puede verificar a detalle la tabla anterior.

De este análisis se tomó en cuenta los sectores críticos que comprometen a las familias de discontinuidades y no a un porcentaje de polos, por tanto los sub taludes más susceptibles a rotura por cuña son todos los sub taludes a excepción del talud 2, 5 y 7, todos cuentan con un par de discontinuidades que conforman una cuña con probabilidad de deslizamiento, de estos sub taludes el sub talud 4 es el más crítico ya que existe la probabilidad de que se formen 4 cuñas críticas con la intersección de 4 pares de discontinuidades.

Según este análisis cinemático se determina que estos sub taludes sufrirán deslizamiento de rotura por cuña, sin embargo en este análisis no se consideran las tensiones actuantes tanto en el macizo rocoso como en las discontinuidades, por lo tanto para definir si estos sub taludes tendrán un deslizamiento es necesario determinar un Factor de Seguridad mediante métodos de equilibrio límite o métodos numéricos, en la sección de análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite se tomarán en cuenta estos sub taludes críticos.

4.3.2.3. ROTURA POR VUELCO FLEXURAL

La Tabla 28 muestra los resultados del análisis cinemático de rotura por vuelco flexural, en el cual se puede apreciar, también a medida de porcentajes la probabilidad de rotura de este tipo en el macizo rocoso de los sub taludes.

Tabla 28: Resultados del análisis cinemático para rotura por vuelco flexural

Sub Talud	Familia crítica	Porcentaje
1	Total	3.75%
2	Total	2.50%
3	Total	1.25%
4	Total	5.00%
5	Total	3.75%
6	F5	100%
6	Total	12.50%
7	Total	1.25%
8	F1	38.46%
8	Total	12.50%
9	Total	1.25%
10	F4	12.50%
10	Total	1.25%
11	Total	0.00%

Fuente: Elaboración propia

El análisis cinemático del tipo de rotura por vuelco flexural se encuentra en el Anexo K-3, en donde se puede verificar a detalle la tabla anterior. De este análisis se tomó en cuenta los sectores críticos que comprometen a las familias de discontinuidades y no a un porcentaje de polos, por tanto los sub taludes más susceptibles a rotura por vuelco flexural son: el sub talud 6 en la familia 5, el sub talud 8 en la familia 1 y el sub talud 10 en las familias 4, de estos sub taludes el sub talud 6 es el más crítico debido a la concentración de polos de esta familia que es el 100% para producir el vuelco flexural. Según este análisis cinemático se determina que estos sub taludes sufrirán deslizamiento de rotura por vuelco flexural, sin embargo en este análisis no se consideran las tensiones actuantes tanto en el macizo rocoso como en las discontinuidades, por lo tanto para definir si estos sub taludes tendrán un deslizamiento es necesario determinar un Factor de Seguridad mediante métodos de equilibrio límite o métodos numéricos, en la sección de análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite se tomarán en cuenta estos sub taludes críticos.

4.3.2.4. ROTURA POR VUELCO DIRECTO Y OBLICUO

La Tabla 29 muestra los resultados del análisis cinemático de rotura por vuelco directo y oblicuo, en el cual se puede apreciar, también a medida de porcentajes la probabilidad de rotura de este tipo en el macizo rocoso de los sub taludes. Se toma en consideración que los vuelcos en roca se producen bajo una superficie de discontinuidad que controla la dirección del vuelco.

Tabla 29: Resultados del análisis cinemático para rotura por vuelco directo y oblicuo

Sub Talud	Familia crítica	Porcentaje
1	Toppling directo (Intersección)	8.08%
	Toppling oblicuo (Intersección)	0.26%
	Vuelco directo por base plana	12.50%
2	Toppling directo (Intersección)	7.56%
	Toppling oblicuo (Intersección)	4.88%
	Vuelco directo por base plana	5.00%
3	Toppling directo (Intersección)	3.48%
	Toppling oblicuo (Intersección)	0.64%
	Vuelco directo por base plana	2.50%
4	Toppling directo (Intersección)	6.80%
	Toppling oblicuo (Intersección)	3.90%
	Vuelco directo por base plana	11.25%
	Vuelco directo por base plana (F2)	77.78%
5	Toppling directo (Intersección)	1.60%
	Toppling oblicuo (Intersección)	15.96%
	Vuelco directo por base plana	7.50%
6	Toppling directo (Intersección)	7.35%
	Toppling oblicuo (Intersección)	9.56%
	Vuelco directo por base plana	0.00%
7	Toppling directo (Intersección)	4.53%
	Toppling oblicuo (Intersección)	2.23%
	Vuelco directo por base plana	7.50%
8	Toppling directo (Intersección)	10.05%
	Toppling oblicuo (Intersección)	17.17%
	Vuelco directo por base plana	5.00%
9	Toppling directo (Intersección)	4.31%
	Toppling oblicuo (Intersección)	0.48%
	Vuelco directo por base plana	16.25%
	Vuelco directo por base plana (F1)	100%

10	Toppling directo (Intersección)	4.60%
	Toppling oblicuo (Intersección)	4.28%
	Vuelco directo por base plana	11.25%
	Vuelco directo por base plana (F5)	87.50%
11	Toppling directo (Intersección)	3.54%
	Toppling oblicuo (Intersección)	0.00%
	Vuelco directo por base plana	22.50%
	Vuelco directo por base plana (F3)	100%

Fuente: Elaboración propia

El análisis cinemático del tipo de rotura por vuelco directo y oblicuo se encuentra en el Anexo K-4, en donde se puede verificar a detalle la tabla anterior. De este análisis se tomó en cuenta los sectores críticos que comprometen a las familias de discontinuidades y no a un porcentaje de polos, por tanto, los sub taludes más susceptibles a rotura por vuelco directo son: el sub talud 4 en la familia 2, el sub talud 9 en la familia 1, el sub talud 10 en la familia 5 y el sub talud 11 en la familia 3, los porcentajes de rotura por vuelco oblicuo son bajos, por tanto, no se consideran importantes. Según este análisis cinemático se determina que estos sub taludes sufrirán deslizamiento de rotura por vuelco directo, sin embargo en este análisis no se consideran las tensiones actuantes tanto en el macizo rocoso como en las discontinuidades, por lo tanto para definir si estos sub taludes tendrán un deslizamiento es necesario determinar un Factor de Seguridad mediante métodos de equilibrio límite o métodos numéricos, en la sección de análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite se tomarán en cuenta estos sub taludes críticos.

4.3.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD - MÉTODO EQUILIBRIO LÍMITE

Debido a que los macizos rocosos fracturados generalmente están estructuralmente controlados, es decir, sufren rotura a través de una superficie de deslizamiento, ya sea planar, por cuña o por vuelco, el análisis de estabilidad por equilibrio límite es un análisis que se adecúa a estos. Especialmente en el macizo rocoso

del talud Qoñiunu, el macizo rocoso está estructuralmente controlado. Para el análisis pseudo estático se usó el 40% de la aceleración máxima horizontal, para la zona de estudio este coeficiente es de 0.25 y el 40% es 0.1. Se realizaron los análisis: estático en condiciones secas, estático con agua subterránea considerando del 25% al 50% de llenado en las fracturas de acuerdo con los niveles freáticos presentados en el Anexo M, pseudo estático en condiciones secas y pseudo estático con agua subterránea.

4.3.3.1. ROTURA PLANAR

La Tabla 30 muestra los datos necesarios para realizar el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite en rotura planar. Se determinó mediante el análisis cinemático que los taludes críticos son: el sub talud 4 en la familia 2, el sub talud 9 en la familia 1, el sub talud 10 en la familia 5 y el sub talud 11 en la familia 3.

Tabla 30: Datos de entrada para el análisis por el MEL Rotura planar

Sub talud	Ángulo de talud (°)	Altura de talud (m)	Ángulo (Upper face) (°)	Altura de talud (Upper face) (m)	Familia	Ángulo del plano (°)	Peso unitario (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (°)
4	58°	103.91	40°	108.09	2	49	2.655	15.30	29.21
9	61°	49.87	42°	85.13	1	48	2.655	10.10	31.35
10	60°	60.61	38°	54.39	5	58	2.655	9.08	30.75
11	61°	47.55	38°	44.45	3	38	2.655	10.10	30.06

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite para los sub taludes descritos se muestran en el Anexo L-1. El resumen de los resultados se encuentra en la Tabla 31.

Tabla 31: Resultados de análisis de rotura planar

Sub talud	Familia	FS (Estático)	FS (Pseudo estático)	FS (Estático con N.F.)	FS (Pseudo estático con N.F.)
4	2	1.516	1.318	1.024	0.866
9	1	1.588	1.394	1.016	0.852
10	5	3.841	3.534	3.523	3.234
11	3	1.571	1.324	1.507	1.315

Fuente: Elaboración propia

Los FS calculados para los sub taludes 4 y 9 son bajos para condiciones estáticas considerando la presencia de nivel freático. En condiciones pseudo estáticas considerando también la presencia de nivel freático los F.S. en los sub taludes 4, 9 y 11 son bajos, encontrándose que en los sub taludes 4 y 9 se encuentran por debajo de 1, por tanto, estos sub taludes son los más críticos para sufrir una rotura de tipo planar.

4.3.3.2. ROTURA POR CUÑA

La Tabla 32 muestra los datos necesarios para realizar el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite en rotura por cuña. Se determinó mediante el análisis cinemático que los taludes críticos son todos los sub taludes a excepción del talud 2, 5 y 7, todos cuentan con un par de discontinuidades que conforman una cuña con probabilidad de deslizamiento, de estos sub taludes el sub talud 4 es el más crítico ya que existe la probabilidad de que se formen 4 cuñas críticas con la intersección de 4 pares de discontinuidades.

Tabla 32: Datos de entrada para el análisis de rotura por cuña

Sub talud	Ángulo de talud (°)	Dirección de talud (°)	Altura de talud (m)	Ángulo (Upper face) (°)	Altura de talud (Upper face) (m)	Familia	Buz (°)	Dir. BUz. (°)	Peso unitario (t/m3)	C (t/m ²)	φ (°)
1	65	130	137.97	49°	115.03	F4	44	175	2.655	22.94	30.79
						F5	74	265		14.99	28.74
3	65	150	141.99	57°	85.01	F1	55	187	2.655	24.78	31.43
						F2	62	90		27.12	31.85
4	58°	175	103.91	40°	108.09	F2	49	151	2.655	15.30	29.21
						F3	45	216		17.64	29.92
						F4	80	304		26.10	32.49
						F5	66	110		10.71	27.94
6	53°	142	93.48	33°	95.52	F2	82	74	2.655	12.03	28.69
						F3	58	191		11.42	28.46
8	59°	104	58.95	39°	109.05	F2	89	336	2.655	11.52	30.00
						F3	42	60		8.87	28.83
9	61°	104	49.87	42°	85.13	F1	48	94	2.655	10.10	31.35
						F2	47	3		12.64	32.19
						F3	74	248		17.54	34.32
						F4	43	210		9.59	31.00
10	60°	93	60.61	38°	54.39	F1	48	358	2.655	31.71	37.66
						F3	66	124		17.95	34.19
11	61°	144	47.55	38°	44.45	F5	58	98	2.655	9.08	30.75
						F1	49	84		10.10	30.02
						F3	38	143		10.10	30.06

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite para los sub taludes descritos se muestran en el Anexo L-2, a continuación, se muestra en la Tabla 33 un resumen del análisis realizado.

Tabla 33: Resultados del análisis de rotura por cuña

Sub talud	Familia	FS (Estático)	FS (Pseudo estático)	FS (Estático con N.F.)	FS (Pseudo estático con N.F.)
1	F4 – F5	4.976	4.469	3.800	3.519
3	F1 – F2	1.795	1.569	1.587	1.378
	F2 – F5	2.625	2.315	2.311	2.028
4	F2 – F3	1.624	1.404	1.540	1.328
	F3 – F5	1.761	1.500	1.444	1.219
	F3 – F4	8.639	7.572	6.675	6.338
6	F2 – F3	24.419	22.561	13.681	12.149
8	F2 – F3	2.649	2.331	1.579	1.372
	F3 – F4	76.826	67.259	6.800	6.679
9	F1 – F2	2.974	2.749	2.644	2.457
	F1 – F5	4.218	3.687	3.947	3.445
10	F3 – F5	6.588	6.011	6.085	5.540
	F1 – F3	1.628	1.395	1.516	1.296

Fuente: Elaboración propia

En condiciones estáticas, los FS calculados para cada uno de los sub taludes críticos son bajos en el sub talud 4. En condiciones pseudo estáticas con nivel freático los factores de seguridad son bajos en los sub taludes 3, 4, 8 y 11, llegando a 1.219 para el sub talud 11. Por tanto, estos sub taludes son los más críticos a sufrir rotura por cuña.

4.3.3.3. ROTURA POR VUELCO

Para el análisis por vuelco se considera una familia que se considera como base plana de rotura obtenida del análisis por vuelco directo, y una familia que produce el vuelco. De las Tablas 28 y 29, se obtiene que el sub talud 10 es el único sub talud que tiene una base plana conformada por la familia 5 y tiene una familia que produce el vuelco que es la familia 4. Los datos de entrada para el análisis se encuentran en la Tabla 34.

Tabla 34: Datos de entrada para el análisis de equilibrio límite por vuelco

Sub talud	Ángulo de talud (°)	Dirección de talud (°)	Altura de talud (m)	Ángulo (Upper face) (°)	Altura de talud (Upper face) (m)	Familia	Buz (°)	Dir. BUZ. (°)	Peso unitario (t/m3)	C (t/m ²)	φ (°)
10	60°	93	60.61	38°	54.39	F4	72	242	2.655	31.71	37.66
						F5	58	98		9.08	30.75

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite para el sub talud 10 se muestra se muestra en el Anexo L-3, a continuación, se muestra en la Tabla 35 un resumen del análisis realizado.

Tabla 35: Resultados del análisis de rotura por vuelco

Sub talud	Familia	FS (Estático)	FS (Estático con N.F.)
10	F4 y F5	1.876	1.543

Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO NUMÉRICO

Se realizó el análisis por el Método de Elementos Finitos, los datos de entrada para el análisis se muestran en la Tabla 36. Para el análisis pseudo estático se usó el 40% de la aceleración máxima horizontal, para la zona de estudio este coeficiente es de 0.25 y el 40% es 0.1.

Tabla 36: Datos de entrada para el análisis de estabilidad mediante métodos numéricos

Sub Talud	m_b	s	a	E_M (Mpa)	UCS (MPa)	Peso Unitario (KN/m ³)
1	0.299	0.0009	0.503	1730.26	80.20	0.02605
2	0.346	0.0013	0.503	1972.21	80.70	0.02605
3	0.338	0.0012	0.503	1939.11	80.80	0.02605
4	0.112	0.0001	0.509	858.62	88.00	0.02605
5	0.146	0.0002	0.507	1104.62	93.00	0.02605
6	0.123	0.0001	0.508	918.08	88.00	0.02605
7	0.129	0.0001	0.507	1005.84	92.85	0.02605
8	0.146	0.0002	0.507	1019.55	85.60	0.02605
9	0.113	0.0001	0.508	844.34	86.10	0.02605
10	0.167	0.0002	0.506	1044.84	79.00	0.02605
11	0.124	0.0001	0.508	901.94	86.00	0.02605

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de análisis de estabilidad mediante el método de elementos finitos para todos los sub taludes se muestran en el Anexo M, a continuación, se muestra en la Tabla 37 un resumen del análisis realizado.

Tabla 37: Resultados del análisis estabilidad por el método de elementos finitos

Sub talud	FS (Estático)	FS (Pseudo estático)	FS (Estático con N.F.)	FS (Pseudo estático con N.F.)
1	1.38	1.22	1.11	0.95
2	1.73	1.48	1.51	1.21
3	1.48	1.31	1.24	1.01
4	1.14	0.96	1.03	0.88
5	1.49	1.27	1.30	1.09
6	1.42	1.20	1.25	1.04
7	1.54	1.29	1.35	1.08
8	1.53	1.29	1.34	1.10
9	1.39	1.19	1.29	1.10
10	1.67	1.43	1.53	1.31
11	1.58	1.36	1.50	1.29

Fuente: Elaboración propia

Los FS calculados en condiciones estáticas considerando la presencia de agua subterránea como se muestra en el Anexo M es menor a 1.5 en todos los sub taludes, a excepción del sub talud 2, el 10 y el 11. En condiciones pseudo estáticas considerando el nivel freático, el sub talud 1 y el sub talud 4 tienen factores de seguridad menores a 1. Todos los sub taludes a excepción del 2, 10 y 11, requieren un sistema de estabilización para poder mejorar el F.S.

4.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN PARA EL TALUD

En el Capítulo II se revisaron diferentes medidas de estabilización para un talud, entre ellas, la modificación de la geometría del talud, drenajes superficiales y subterráneos, aumento de la resistencia mediante la introducción de elementos estructurales y la construcción de muros u otros elementos de contención.

4.4.1. MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TALUD

Como ya se revisó anteriormente, la modificación de la geometría del talud puede consistir en eliminar el peso en cabeza del talud (descabezar), aumentar peso en el pie del talud construyendo caballones o escolleras y rebajar el ángulo de talud, bien de forma continua o bien construyendo bermas intermedias.

Las acciones mencionadas claramente podrán mejorar el FS del talud en general, sin embargo, si se plantea eliminar el peso en cabeza del talud, la gran magnitud del talud evita que esta solución pueda ser factible, además los ángulos son elevados y conllevarían a riesgos elevados en temas de seguridad.

Si se plantea aumentar el peso en el pie del talud o construir escolleras o muros de contención, una limitante clara es que la carretera Interoceánica al encontrarse en un valle de pendientes elevadas no cuenta espacio para bermas a los laterales de la carretera, ya

que están delimitada lateralmente por el cerro Qoñiunu y el río Ollachea en el área de estudio.

Si se plantea construir bancos inter talud, una limitante es el ángulo de talud que es elevado y otra limitante es que el macizo rocoso al no ser de buena calidad no tiene buena resistencia, siendo además que esta resistencia está controlada por las discontinuidades presentes en el macizo rocoso.

Estas alternativas podrían ser viables, pero en la zona de estudio no se cuenta con las condiciones adecuadas para utilizar estas medidas de estabilización. Además, la modificación de la geometría del talud generaría un impacto visual alto en el paisaje al ser el talud de gran magnitud.

4.4.2. DRENAJES

El principal objetivo que se persigue con la aplicación de sistemas de drenaje es la eliminación, en la medida de lo posible, del agua, minimizando de esta forma sus efectos negativos. Este objetivo se puede conseguir impidiendo que el agua acceda al cuerpo del talud, interceptándola mediante zanjas, cunetas o pantallas; o disminuyendo el agua presente en dicho talud, evacuándola mediante zanjas, sondeos, pozos o galerías.

En la zona de estudio al ser el talud de pendientes elevadas, evacúa muy bien el agua superficial de lluvia que cae sobre este, observándose generalmente el talud en condiciones secas a húmedas, pudiendo llegar como ya se mencionó en el Capítulo IV a niveles freáticos de 2 a 3 metros medidos desde el pie del talud. Sin embargo, no se cuenta con estudios hidrogeológicos para poder definir un sistema de drenaje adecuado.

En general es necesario realizar el drenaje de las aguas superficiales y subterráneas como complemento de un sistema de estabilización.

4.4.3. CONSTRUCCIÓN DE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Se pueden usar elementos de contención que contrarresten los empujes del terreno como muros de hormigón, mampostería, escollera o gaviones, pantallas de pilotes, micropilotes, etc.

Sin embargo, la magnitud del talud en altura y pendientes, y el limitado espacio a los laterales de la carretera evita que se pueda utilizar esta medida de estabilización haciéndola inadecuada o muy complicada de realizar.

4.4.4. AUMENTO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO MEDIANTE LA INTRODUCCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Introducir elementos estructurales como anclajes, mallas, shotcrete y micropilotes en un talud de macizo rocoso es la mejor alternativa para su estabilización, debido a que son elementos que se pueden colocar a cualquier altura y de manera puntual o sistemática, actuando directamente en las zonas inestables del macizo rocoso. Estos son elementos capaces de oponerse al deslizamiento y proporcionar una tensión normal a la superficie de rotura potencial, aumentando su resistencia al deslizamiento, bien por fricción o por dilatación.

Según la Tabla 14, para macizos rocosos donde predominan la orientación de planos de discontinuidad como en el caso de las pizarras, esquistos, entre otros, el anclaje recomendado son de tipo anclajes repartidos y anclajes puntuales. La función del anclaje en este tipo de macizos rocosos es mantener unidas, y resistiendo conjuntamente, un gran número de capas.

4.4.5. SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN RECOMENDADO POR LA CLASIFICACIÓN SMR

Según la clasificación SMR que se puede observar en el Anexo G, como ya se revisó en el Capítulo II, se recomiendan sistemas de estabilización para taludes de roca con relación a las clases de macizo rocoso. La Tabla 38 muestra las recomendaciones de estabilización para el cada sub talud analizado por el sistema SMR.

Tabla 38: Diseño empírico de sostenimiento según el índice SMR

Sub Talud	Familia	Modo de Rotura	SMR (Romana, 1993)	SMR (Tomás et al, 2007)	Clase	Recomendaciones de estabilización
1	1	Vuelco	53	53	IIIa	Anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto (o re-excavación), drenaje.
	2	Vuelco	52	53	IIIa	
	3	Vuelco	53	53	IIIa	
	4	Cuña/Planar	45	36	IVa	
	5	Vuelco	49	48	IIIb	
2	1	Cuña/Planar	42	41	IIIb	(Zanja en el pie de talud y/o mallas), pernos sistemáticos o anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto dentado.
	2	Cuña/Planar	50	49	IIIb	
	3	Vuelco	46	46	IIIb	
	4	Cuña/Planar	50	50	IIIb	
3	1	Cuña/Planar	44	39	IIIb	(Zanja en el pie de talud y/o mallas), pernos sistemáticos o anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto dentado.
	2	Cuña/Planar	45	44	IIIb	
	3	Vuelco	53	53	IIIa	
	4	Vuelco	52	53	IIIa	
4	1	Vuelco	23	22	IVb	Muro de gravedad o muro anclado, re-excavación.
	2	Cuña/Planar	7	4	Vb	
	3	Cuña/Planar	19	14	Va	
	4	Vuelco	23	22	IVb	
	5	Cuña/Planar	26	27	IVb	

5	1	Cuña/ Planar	36	36	IVa	Anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto (o re-excavación), drenaje.
	2	Cuña/ Planar	36	36	IVa	
	3	Vuelco	36	36	IVa	
	4	Vuelco	35	36	IVa	
6	1	Cuña/ Planar	35	35	IVa	Shotcrete reforzado sistemático, muro de contención en el pie o concreto, re-excavación, drenaje profundo.
	2	Cuña/ Planar	35	35	IVa	
	3	Cuña/ Planar	34	34	IVa	
	4	Vuelco	35	35	IVa	
	5	Vuelco	17	22	Va	
7	1	Cuña/ Planar	39	38	IVa	Anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto (o re-excavación), drenaje.
	2	Vuelco	39	39	IVa	
	3	Vuelco	38	39	IVa	
8	1	Vuelco	39	39	IVa	Anclaje, shotcrete sistemático, muro de contención en el pie o concreto (o re-excavación), drenaje.
	2	Vuelco	45	44	IIIb	
	3	Cuña/ Planar	41	37	IVa	
	4	Cuña/ Planar	49	49	IIIb	
9	1	Cuña/ Planar	4	0	Vb	Shotcrete reforzado sistemático, muro de contención en el pie o concreto, re-excavación, drenaje profundo. Muro de gravedad o muro anclado, re-excavación.
	2	Vuelco	46	46	IIIb	
	3	Vuelco	42	39	IVa	
	4	Vuelco	46	46	IIIb	
	5	Vuelco	46	46	IIIb	
10	1	Vuelco	50	50	IIIb	Shotcrete reforzado sistemático, muro de contención en el pie o concreto, re-excavación, drenaje profundo. Muro de gravedad o muro anclado, re-excavación.
	2	Vuelco	48	49	IIIb	
	3	Cuña/ Planar	49	49	IIIb	
	4	Vuelco	46	42	IIIb	
	5	Cuña/ Planar	7	4	Vb	
11	1	Cuña/ Planar	38	37	IVa	Shotcrete reforzado sistemático, muro de contención en el pie o concreto, re-excavación, drenaje profundo. Muro de gravedad o muro anclado, re-excavación
	2	Vuelco	47	47	IIIb	
	3	Cuña/ Planar	0	0	Vb	

Fuente: Elaboración propia

4.4.6. SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ADOPTADO

De los sistemas de estabilización revisados, se adoptó uno adecuado para cada sub talud, considerando las peores condiciones de estabilidad en cada uno. El sistema de estabilización adoptado se muestra en la Tabla 39.

Tabla 39: Sistema de estabilización adoptado

Sub Talud	Sistema de estabilización adoptado
1	Pernos de anclaje puntuales, shotcrete puntual.
2	Pernos de anclaje puntuales, shotcrete sistemático, mallas metálicas.
3	Pernos de anclaje puntuales, shotcrete sistemático, mallas metálicas.
4	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete sistemático, mallas metálicas, drenaje.
5	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete sistemático, mallas metálicas, drenaje.
6	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete reforzado sistemático, mallas metálicas, drenaje.
7	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete sistemático, mallas metálicas, drenaje.
8	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete sistemático, mallas metálicas, drenaje.
9	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete reforzado sistemático, mallas metálicas, drenaje profundo.
10	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete reforzado sistemático, mallas metálicas, drenaje profundo.
11	Pernos de anclaje sistemáticos, shotcrete reforzado sistemático, mallas metálicas, drenaje profundo.

Fuente: Elaboración propia

Para el sistema de estabilización adoptado, se tomó en cuenta los factores de seguridad hallados para los tipos de rotura, siendo los más críticos los de rotura planar. Para el sistema de estabilización se consideró según la disposición de pernos a nivel nacional, pernos de anclaje helicoidales de 12 metros que mediante un acople pueden llegar a 24 metros o más, con un diámetro de 25 mm, estos cuentan con una resistencia a la tracción de 350 kN que es equivalente a 35.13 Ton/m (Aceros Arequipa, 2016).

Para el sub talud 4 se consideró pernos de anclaje con una longitud mínima de 6.5 metros y máxima de 24.5 metros espaciados a 4 metros en la superficie de rotura y a 2 metros horizontalmente distribuidos en 3 bolillo, con un ángulo de aplicación de 32° con respecto a la horizontal; y para el sub talud 9 pernos de anclaje con una longitud mínima de 6 metros y máxima de 18 espaciados a 6.5 metros verticalmente y a 3 metros horizontalmente distribuidos también en 3 bolillo, con un ángulo de aplicación de 29° con respecto a la horizontal.

Además se consideró shotcrete reforzado con una resistencia de diseño $f'c=350$ kg/cm² que es equivalente a 34.32 MPa, para el análisis de la estabilidad que proporciona el shotcrete en el talud, se considera la resistencia cortante del mismo, Según CSA Group, (2012), la resistencia cortante del shotcrete se determina mediante la expresión:

$$\tau_{shotcrete} = 0.2\sqrt{f'c}$$

Donde: $f'c$ es la resistencia de diseño a los 28 días del shotcrete en MPa.

De la ecuación se obtiene $\tau_{shotcrete} = 1.17$ MPa, que es equivalente a 119.31 ton/m². Se utilizó un espesor de shotcrete de 10 cm para el análisis.

4.4.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ADOPTADO

4.4.7.1. ESTABILIZACIÓN DE ROTURA PLANAR

Se realizó un análisis de estabilidad de taludes de la interacción del sistema de estabilización adoptado para los sub taludes más críticos, en el tipo de rotura planar, se encontró los resultados de la Tabla 40, el análisis se encuentra a detalle en el Anexo N.

Tabla 40: Resultados del análisis de estabilidad por rotura planar del sistema de estabilización adoptado

Sub talud	Familia	Sin estabilización		Con estabilización	
		FS (Estático)	FS (Estático con N.F.)	FS (Estático)	FS (Estático con N.F.)
4	2	1.516	1.024	2.050	1.520
9	1	1.588	1.016	2.153	1.521

Fuente: Elaboración propia

4.4.7.2. ESTABILIZACIÓN DE ROTURA POR CUÑA

Se realizó un análisis de estabilidad de taludes de la interacción del sistema de estabilización adoptado para los sub taludes más críticos, en el tipo de rotura por cuña, se encontró los resultados de la Tabla 41, el análisis se encuentra a detalle en el Anexo N.

Tabla 41: Resultados del análisis de estabilidad por rotura planar del sistema de estabilización adoptado

Sub talud	Familia	Sin estabilización		Con estabilización	
		FS (Estático)	FS (Estático con N.F.)	FS (Estático)	FS (Estático con N.F.)
4	F3 – F5	1.761	1.444	1.847	1.529

Fuente: Elaboración propia

4.4.8. OTRAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Mediante el análisis de estabilidad realizado se determinó que el talud Qoñiunu es inestable en algunos tramos con factores de seguridad bajos. Otra alternativa de solución que también es factible es la construcción de un túnel que pueda atravesar todo el talud en estudio. Esto debido a que es complicado aplicar las medidas de estabilización revisadas anteriormente, ya que las condiciones del talud como las pendientes elevadas, la caída eventual de rocas, y el espacio limitado para realizar estos trabajos, impiden ejecutar las medidas de estabilización con medidas de seguridad y evitando cualquier riesgo tanto para el personal obrero, como para los transeúntes que circulan la carretera. Además, sería necesario el cierre de la vía temporal para poder aplicar las medidas de estabilización, lo cual también genera pérdidas económicas al no existir el flujo normal del tránsito.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

El talud Qoñiunu está conformado litológicamente por pizarras de la formación Sandia. La caracterización estructural obtuvo sub taludes de 3, 4 y hasta 5 familias de discontinuidades representadas por su dirección de buzamiento y buzamiento. Para la clasificación geomecánica se consideraron las características geomecánicas del macizo rocoso, las cuales son la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, el espaciado, la continuidad, la apertura, el relleno, la rugosidad, JRC, JCS, la meteorización y la condición de aguas en las discontinuidades. Se determinaron las características geomecánicas del Talud Qoñiunu, determinando la clase de macizo rocoso según la clasificación RMR, donde se obtuvo una calidad de macizo rocoso regular a mala, según el GSI, un macizo rocoso regular a mala y según el SMR, un macizo rocoso entre el rango normal, mala y muy mala. Se utilizó el criterio de resistencia de Barton – Bandis para determinar los parámetros de resistencia de las discontinuidades, tanto la cohesión como el ángulo de fricción de cada familia de discontinuidades donde se obtuvo un valor cohesión promedio de 0.17 MPa y ángulo de fricción promedio de 30.91°, y el criterio de resistencia de Hoek – Brown para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso donde se obtuvo en promedio m_b de 0.19, s de 0.0004, a de 0.506, Resistencia a la tracción de -0.14 MPa, Resistencia a la compresión de 1.42 MPa para todo el talud Qoñiunu, y un promedio de módulo de deformación que define el comportamiento elástico del macizo rocoso $E = 1212.67$ MPa. Según el análisis de estabilidad por el método empírico SMR se obtuvo que la zona más crítica es el sub talud 4, seguidas de los sub taludes 5, 6 y 7; del método cinemático realizado para determinar los tipos de rotura y su probabilidad de ocurrencia, se obtuvo que los sub taludes susceptibles a rotura planar son el sub talud 4, seguido el sub talud 9, 10 y 11, a rotura por cuña los sub taludes

1, 3, 4, 6, 8, 9, 10 y 11, a vuelco flexural los sub taludes 6, 8 y 10, a vuelco directo los sub taludes 4, 9, 10 y 11; del método de equilibrio límite se obtuvo en rotura planar, para condiciones estáticas en los sub taludes, factores de seguridad inestables que varían entre 1.016 a 1.024, para condiciones pseudo estáticas, factores de seguridad inestables que varían entre 0.852 a 1.315; en rotura por cuña para condiciones estáticas 1.444, para condiciones pseudo estáticas entre 1.219 y 1.378; en rotura por vuelco para condiciones estáticas 1.543; del análisis por el método de elementos finitos para condiciones estáticas se obtuvo factores de seguridad que varían entre 1.03 hasta 1.53, para condiciones pseudo estáticas entre 0.880 y 1.310.

En el diseño de sistema de estabilización se determinó que existen limitantes para poder adoptar los sistemas de estabilización por modificación de la geometría del talud y mediante la construcción de muros u otros elementos de contención, las limitantes son: la carretera Interoceánica al encontrarse en un valle no cuenta espacio para bermas a los laterales de la carretera, ya que está delimitada lateralmente por el cerro Qoñiunu y el río Ollachea en el área de estudio; el ángulo de talud es elevado; el macizo rocoso no es de buena calidad, según las clasificaciones geomecánicas, para adoptar bancos inter talud; la modificación de la geometría del talud generaría un impacto visual alto en el paisaje al ser el talud de gran magnitud; y por último El sistema de estabilización se determinó considerando las condiciones in situ del talud, la clasificación geomecánica SMR y los factores de seguridad resultantes del análisis de estabilidad, se adoptó entonces considerar como sistema de estabilización la introducción de elementos estructurales para mejorar la resistencia del macizo rocoso del talud, estos elementos son pernos de anclaje puntuales o sistemáticos, shotcrete sin refuerzo puntual o sistemático, shotcrete reforzado puntual o sistemático, mallas metálicas, drenaje superficial y/o profundo. Del diseño mediante un análisis retrospectivo de estabilidad se adoptó pernos de anclaje de 25 mm de diámetro,

con una resistencia a la tracción de 350 kN/m con una longitud mínima de 6.5 metros y máxima de 24.5 metros para el sub talud 4, y de longitud mínima de 6 metros y máxima de 18 metros para el sub talud 9, shotcrete reforzado de 10 cm de espesor con una resistencia cortante de 1.17 MPa y una resistencia de diseño $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$; del análisis de estabilidad del sistema de estabilización en rotura planar se obtuvo en los sub talud 4 y 9 que son críticos una mejora del factor de seguridad de 1.024 a 1.520 y de 1.016 a 1.521, considerándose estables; del análisis de estabilidad de rotura por cuña se obtuvo para el sub talud 4 una mejora del factor de seguridad de 1.444 a 1.529. Además, se planteó como otra alternativa de solución que también es factible, la construcción de un túnel que pueda atravesar todo el talud en estudio. Esto debido a que es complicado aplicar las medidas de estabilización revisadas anteriormente, ya que las condiciones del talud como las pendientes elevadas, la caída eventual de rocas, y el espacio limitado para realizar estos trabajos, impiden ejecutar las medidas de estabilización con medidas de seguridad y evitando cualquier riesgo tanto para el personal obrero, como para los transeúntes que circulan la carretera. Además, sería necesario el cierre de la vía temporal para poder aplicar las medidas de estabilización, lo cual también genera pérdidas económicas al no existir el flujo normal del tránsito.

CAPÍTULO VI

RECOMENDACIONES

- Se recomienda aplicar los sistemas de estabilización planteados u otros de manera inmediata para evitar la caída de rocas constante que viene ocurriendo actualmente en la zona de estudio.
- Se recomienda analizar la interacción fisicoquímica de las aguas termales que emanan en el pie del sub talud 2, para poder realizar un análisis de estabilidad más preciso en este sub talud.

CAPÍTULO VII

REFERENCIAS

- Aceros Arequipa. (2016, April). Hoja Técnica BAHE, 2. Retrieved from <http://www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/docs/HOJA-TECNICA-BAHE.pdf>
- Acosta, J., Rodrgieuz, I., Valencia, M., & Flores, A. (2011). *Memoria sobre la geología económica de la región Puno*. INGEMMET. Lima. Perú.
- Alzo'ubi, A. K. (2016). Rock slopes processes and recommended methods for analysis. *International Journal of GEOMATE*, 11(3), 2520–2527.
- Amini, M., Ardestani, A., & Khosravi, M. H. (2017). Stability analysis of slide-toe-toppling failure. *Engineering Geology*. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.07.008>
- Andriani, G. F., & Parise, M. (2017). Applying rock mass classifications to carbonate rocks for engineering purposes with a new approach using the rock engineering system. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(2), 364–369. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.12.001>
- Aydin, A. (2008). ISRM suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version. In *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014* (pp. 25–33). Springer.
- Bandis, S., Lumsden, A. C., & Barton, N. (1981). Experimental Studies of Scale Effects on the Shear Behaviour of Rock Joints. *Terra*, 18.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7(4), 287–332. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(73\)90013-6](https://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90013-6)
- Barton, N. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *ISRM, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(6).
- Barton, N., & Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, 182, 603–610.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10(1–2), 1–54. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>
- Belghali, M., Saada, Z., Garnier, D., & Maghous, S. (2017). Pseudo-static stability analysis of rock slopes reinforced by passive bolts using the generalized Hoek–Brown criterion. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 659–670. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.12.007>
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. Nueva York: Pennsylvania State University.
- Bishop, A. W. (1955). The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, 5(1), 7–17. <https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.1.7>
- Bobet, a., Fakhimi, a., Johnson, S., Morris, J., Tonon, F., & Yeung, M. R. (2009). Numerical models in discontinuous media: Review of advances for rock mechanics

- applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(November), 1547–1561. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000133](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000133)
- Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K., & Wells, J. . (2011). Slope stability analysis and discontinuous slope failure simulation by elasto-plastic smoothed particle hydrodynamics (SPH). *Géotechnique*, 61(7), 565–574. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.046>
- Chávez, A., Salas, G., Gutiérrez, E., & Cuadros, J. (1997). *Geología de los cuadrángulos de Corani y Ayapata, hojas 28-u y 28-v*. INGEMMET. Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional.
- Coila, Y. (2009). Inventario y situación legal de las operaciones y concesiones mineras ubicadas en la cuenca del río Suches. Puno: INGEMMET.
- Crosta, G. B., Imposimato, S., & Roddeman, D. G. (2003). Numerical modelling of large landslides stability and runout. *Natural Hazards and Earth System Science*, 3(6), 523–538. <https://doi.org/10.5194/nhess-3-523-2003>
- CSA Group. (2012). Canadian CSA Simplified Standards. Canada. Retrieved from <http://www.csagroup.org/codes-standards/construction-infrastructure/>
- Cubbit, J., & Wales, H. (2015). *Physical properties of rocks* (Second Edi). Waltham, USA: Elsevier B.V.
- Cundall, P. a., & Hart, R. D. (1992). Numerical Modelling of Discontinua. *Engineering Computations*, 9(2), 101–113. <https://doi.org/10.1108/eb023851>
- Douglas, K. J. (2002). The shear strength of rock masses, (December), 542.
- Flores, G., & Karzulovic, L. (2003). *Guías geotécnicas para una transición desde rajo abierto a minería subterránea*. Santiago de Chile: División Chuquicamata.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geologica*. (Pearson, Ed.). Madrid.
- Griffiths, D. V., & Lane, P. a. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3), 387–403. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.387>
- Gundewar, C. S. (2014). Application of Rock Mechanics in Surface and Underground Mining. *Indian Bureau of Mines*, 165.
- Hammah, R., Yacoub, T., & Corkum, B. (2008). The practical modelling of discontinuous rock masses with finite element analysis. *42nd US Rock Mechanics Symposium and 2nd U.S. - Canada Rock Mechanics Symposium*, (January 2008), 56–63.
- Harabinová, S. (2017). Assessment of Slope Stability on the Road. *Procedia Engineering*, 190, 390–397. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.354>
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)
- Hoek, E., Carranza, C., & Corkum, B. (2002). El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002. *Www.Rocscience.Com*, (1), 1–8.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203–215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>

- Intersur Concesiones, T. 4. (2008). *Estudio de Impacto Socio Ambiental del Corredor Vial Interoceánico Sur, Perú - Brasil Tramo 04: Azángaro - Pte. Inambari (II y III Etapa)*. Lima: Cap. III. ECSA Ingenieros.
- Intersur Concesiones, T. 4. (2012). Estudio geológico del sector Wayrasencca Ollachea. Ollachea: INTERSUR.
- Intersur Concesiones, T. 4. (2016). Plan de Negocios Año 2016. Lima. Perú: INTERSUR.
- ISRM. (2015). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. (R. Ulusay, Ed.). Ankara, Turquía: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0>
- Janbu, N. (1954). Application of composite slide circles for stability analysis. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*, 3, 43–9.
- Jiang, M., Jiang, T., Crosta, G. B., Shi, Z., Chen, H., & Zhang, N. (2015). Modeling failure of jointed rock slope with two main joint sets using a novel DEM bond contact model. *Engineering Geology*, 193, 79–96. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.04.013>
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3), 283–353. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00013-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00013-3)
- Jordá, L. (2015). *Clasificaciones geomecánicas y diseño empírico de sostenimiento*. Lima: Geoconsult.
- Jordá, L. (2016). *Manual de Estaciones Geomecánicas*. Madrid: E.T.S.I. Minas.
- Kanda, M. J., & Stacey, T. R. (2016). The influence of various factors on the results of stability analysis of rock slopes and on the evaluation of risk. *The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 116(November), 1075–1081. <https://doi.org/dx.doi.org/10.17159/2411-9717/2016/v116n11a10>
- Kundu, J., Sarkar, K., & Singh, A. K. (2016). Integrating structural and numerical solutions for road cut slope stability analysis – A case study.pdf. *Rock Dynamics*, 457–462.
- Kundu, J., Sarkar, K., & Singh, T. N. (2017). Static and Dynamic Analysis of Rock Slope – A Case Study. *Procedia Engineering*, 191, 744–749. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.240>
- Lee, C., & Wang, I. (2011). Analysis of Highway Slope Failure by an Application of the Stereographic Projection, 5(3), 515–522.
- Lo, C. M., & Feng, Z. Y. (2014). Deformation characteristics of slate slopes associated with morphology and creep. *Engineering Geology*, 178, 132–154. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.06.011>
- Mahanta, B., Singh, H., Singh, P., Kainthola, A., & Singh, T. (2016). Stability analysis of potential failure zones along NH-305, India. *Natural Hazards*, 83(3), 1341–1357. <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2396-8>
- Mahmoud, M. H., & Mansour, M. F. (2017). Limit States Design of Weak Rock Slopes: Proposal for Eurocode Partial Factors. *Procedia Engineering*, 191, 1161–1168. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.291>

- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces.
- Nonveiller, E. (1965). The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape. In *Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 522–525).
- Palmström, A. (1974). Characterization of jointing density and the quality of rock masses. *Internal Report. AB Berdal, Norway*, 26.
- Palmström, A. (1982). The Volumetric Joint Count - A Useful and Simple Measure of the Degree of Rock Mass Jointing. *IV CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY*, 2.
- Palmström, A. (2001). Measurement and characterization of rock mass jointing. *In-Situ Characterization of Rocks*, 49–97.
- Palmström, A., & Norway, N. (2005). Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology*, 20, 362–377.
- Palmström, A., & Singh, R. (2001). The deformation modulus of rock masses - Comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), 115–131. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00038-4](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00038-4)
- Park, H. J., Lee, J. H., Kim, K. M., & Um, J. G. (2016). Assessment of rock slope stability using GIS-based probabilistic kinematic analysis. *Engineering Geology*, 203, 56–69. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.08.021>
- Prasetyo, S. H., Gutierrez, M., & Barton, N. (2017). Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton–Bandis model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 671–682. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.006>
- Priest, S. D. (1985). *Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics*. London: Unwin Hyman.
- Provías Nacional. (2014). *Reporte de Emergencias en la Red Vial Nacional*. Lima.
- Radio Altura. (2017). Noticias. Macusani: Altura 100.9 FM.
- Radio Exclusiva. (2017). Noticias. Macusani: Exclusiva 96.5 FM.
- Raghuvanshi, T. K. (2017). Plane failure in rock slopes – A review on stability analysis techniques. *Journal of King Saud University - Science*. <https://doi.org/10.1016/j.jksus.2017.06.004>
- Ramírez, P., & Alejano, L. (2004). *Mecánica de Rocas : Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid.
- Read, J., & Stacey, R. (2009). Guidelines for Open Pit Slope Design. *Network*. Australia: CSIRO Publishing. <https://doi.org/9780415874410>
- Riquelme, A., Tomás, R., & Abellán, A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Alicante: Universidad de Alicante. Retrieved from <http://personal.ua.es/es/ariquelme/smrtool.html>
- RNE. (2012). Norma CE. 020 Suelos y Taludes. Lima. Perú.

- Rodriguez, R., Choquehuanca, S., Muñoz, L., Soberón, D., Martinez, J., & Gomez, W. (2015). Mapa geológico del cuadrángulo de Ayapata (28v3). Lima. Perú: INGEMMET.
- Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In *Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics, Zacatecas, Mexico* (pp. 49–53).
- Romana, M., Tomas, R., & Seron, J. . (2015). Slope Mass Rating (SMR) Geomechanics Classification: Thirty Years Review. *ISRM Congress 2015 Proceedings - International Symposium on Rock Mechanics*, 53(9), 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- S.K. Chaulya and G.M. Prasad. (2016). *Sensing and Monitoring Technologies for Mines and Hazardous Areas TS - RIS M4 - Citavi*.
- Sarma, S. K. (1979). Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105(ASCE 15068).
- SENHAMI. (2017). Datos estación meteorológica Ollachea, precipitación, temperatura y viento.
- Sepúlveda, A. (2011). *Comportamiento sísmico de taludes de roca. Aplicación del Método de Newmark*. Universidad Politécnica de Madrid.
- Siad, L., & Megueddem, M. (1998). Stability analysis of jointed rock slope. *Mechanics Research Communications*, 25(6), 661–670. [https://doi.org/10.1016/S0093-6413\(98\)00085-8](https://doi.org/10.1016/S0093-6413(98)00085-8)
- Siddique, T., Masroor Alam, M., Mondal, M. E. A., & Vishal, V. (2015). Slope mass rating and kinematic analysis of slopes along the national highway-58 near Jonk, Rishikesh, India. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(5), 600–606. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.06.007>
- Singh, B., & Goel, R. K. (2011). *Engineering Rock Mass Classification*. Kidlington, U. K. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11–26.
- Suarez, L. (2015). *Descripción del Macizo Rocosó Introducción a la Ingeniería de Rocas de Superficie y Subterránea* (2da Ed.). Medellín. Colombia.
- Tang, H., Yong, R., & Ez Eldin, M. A. M. (2016). Stability analysis of stratified rock slopes with spatially variable strength parameters: the case of Qianjiangping landslide. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1–15. <https://doi.org/10.1007/s10064-016-0876-4>
- Tang, S. B., Huang, R. Q., Tang, C. A., Liang, Z. Z., & Heap, M. J. (2017). The failure processes analysis of rock slope using numerical modelling techniques. *Engineering Failure Analysis*, 79, 999–1016. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.06.029>
- Tapia, E. (2016). *Caracterización geoenergética de Fuentes Termales: Pasanaocollo, Acora, Ollachea, Cuyo Cuyo, Loripongo y Puente Bello*. Universidad Nacional del Altiplano.
- Tecnología XXI, M. K. K. S. A. (2013). *Estudio de Impacto Ambiental (EIA) del Proyecto Minero "Ollachea" Carabaya - Puno*. Lima. Perú.

- Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., & Sloan, S. W. (2015). Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity. *Computers and Geotechnics*, 70, 169–177. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.06.018>
- Vardon, P. J., Wang, B., & Hicks, M. A. (2017). Slope failure simulations with MPM. *Journal of Hydrodynamics*, 29(3), 445–451. [https://doi.org/10.1016/S1001-6058\(16\)60755-2](https://doi.org/10.1016/S1001-6058(16)60755-2)
- Wyllie, D., & Mah, C. (2005). *Rock Slope Engineering Civil and Mining* (4th ed.). Canada.
- Yazdani, B., Jahed, D., & Mohd, M. (2014). Strength characterisation of shale using Mohr-Coulomb and Hoek-Brown criteria. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, 63, 269–281. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2014.12.029>
- Zhang, L. (2010). Estimating the strength of jointed rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(4), 391–402. <https://doi.org/10.1007/s00603-009-0065-x>
- Zhang, L. (2016). Determination and applications of rock quality designation (RQD). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(3), 389–397. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.008>
- Zhang, L. (2017a). *Engineering properties of rocks* (Second Edi). Tucson: University of Arizona.
- Zhang, L. (2017b). *Evaluation of rock mass deformability using empirical methods – A review. Underground Space*. Tongji University and Tongji University Press. <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2017.03.003>
- Zhao, L. heng, Zuo, S., Li, L., Lin, Y. liang, & Zhang, Y. bin. (2016). System reliability analysis of plane slide rock slope using Barton-Bandis failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 88, 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.06.003>

ANEXOS

ANEXO A: MATRIZ DE CONSISTENCIA

Planteamiento del Problema	Hipótesis	Objetivo(s)	Variable (s)	Indicador (es)	Método(s)
<p>¿Cuáles son las características geomecánicas que determinan el diseño de sistema de estabilización del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea?</p>	<p>Las características geomecánicas como las propiedades estructurales, propiedades índice y mecánicas del macizo rocoso determinan el diseño de sistema de estabilización más óptimo del Talud de Cerro Qoñiunu de Ollachea.</p>	<p>Caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso para determinar el diseño del sistema de estabilización de sistema de estabilización del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.</p>	<p>Variables Independientes Características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea. - Propiedades estructurales. - Propiedades de las discontinuidades. - Propiedades índice y mecánicas.</p>	<p>Indicadores de Variables Independientes - Dirección de Buzamiento, Buzamiento - Condición de juntas - Peso específico, Resistencia a la compresión uniaxial, Resistencia al Corte Directo de discontinuidades Indicadores de Variables dependientes - Tipo de Rotura Estructural - Factor de Seguridad.</p>	<p>Diseño metodológico Tipo de Investigación: Aplicada, Cuantitativa Nivel: Descriptivo. Población: Talud Qoñiunu, área 1 ha. Muestreo: No probabilístico, por conveniencia, 880 puntos de muestreo. Procedimiento: - Recolección de datos de campo, mapeo geomecánico y muestreo - Determinación de parámetros geomecánicos a través de ensayos de laboratorio y software Rocscience. - Caracterización geomecánica, Diseño del sistema de estabilización con software Rocscience. - Análisis de la estabilidad del sistema de soporte.</p>
<p>Problemas Específicos ¿Cuáles son las características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea?</p>	<p>Hipótesis Específicas La caracterización geomecánica del macizo rocoso está determinado por las propiedades estructurales, propiedades índice y mecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.</p>	<p>Objetivos Específicos Determinar las características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.</p>			
<p>¿Cuál es el diseño de sistema de estabilización más óptimo del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea?</p>	<p>El diseño de sistema de estabilización está determinado por las características geomecánicas del macizo rocoso del Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.</p>	<p>Diseñar el sistema de estabilización más óptimo para el Talud del Cerro Qoñiunu de Ollachea.</p>			

ANEXO B: PLANOS

B-1: PLANO DE UBICACIÓN

B-2: PLANO GEOLÓGICO LOCAL

B-2: PLANO TOPOGRÁFICO

B-4: DELIMITACIÓN DE SUB TALUDES

ANEXO C: PANEL FOTOGRÁFICO

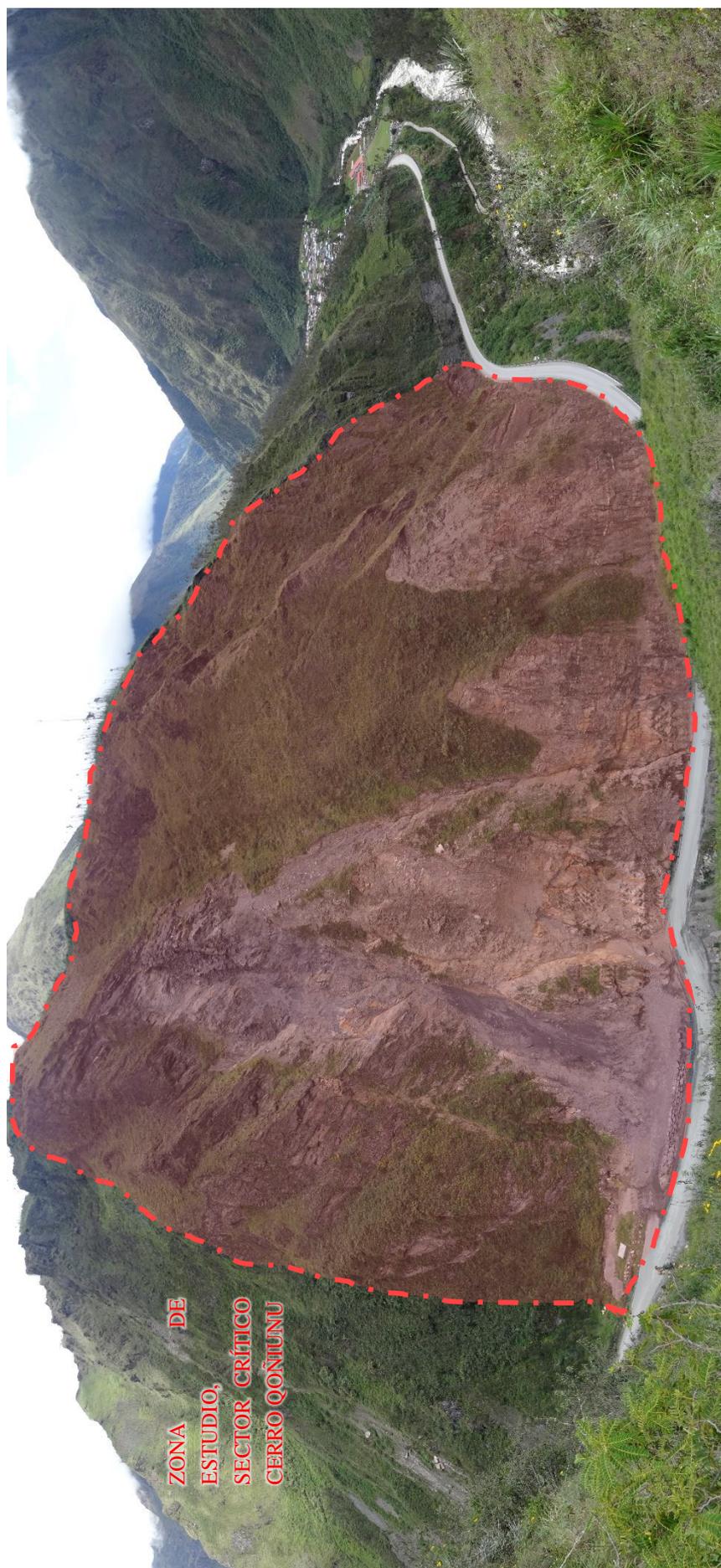


Figura C. 1. Vista panorámica del talud de roca Qoñiunu donde se muestra la zona crítica de estudio



Figura C. 2. Macizo rocoso del sub talud 11



Figura C. 3. Macizo rocoso del sub talud 10



Figura C. 4. Determinación del UCS con el martillo Schmidt



Figura C. 5. Determinación del JCS con el Martillo Schmidt



Figura C. 6. Mapeo geomecánico con brújula Brunton GEO en el sub talud 10



Figura C. 7. Mapeo geomecánico con brújula Brunton GEO en el sub talud 9

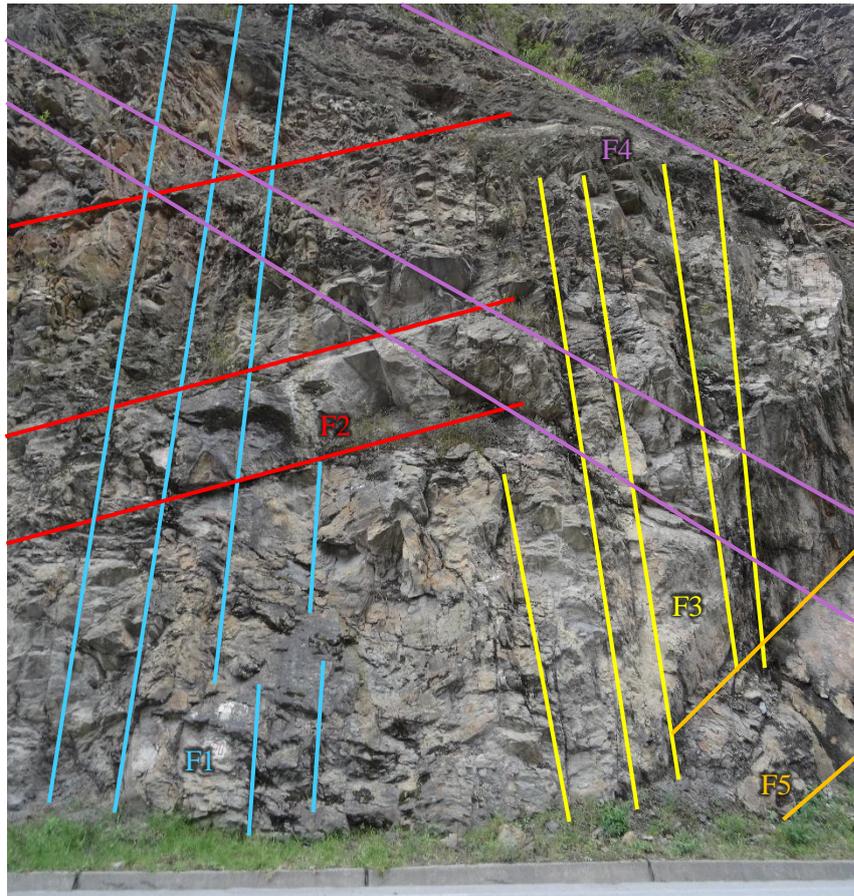


Figura C. 8. Macizo rocoso sub talud 6, familias de discontinuidades



Figura C. 9. Macizo rocoso sub talud 5, donde se observa el nivel freático



Figura C. 10. Meteorización del macizo rocoso



Figura C. 11. Continuidad de las discontinuidades

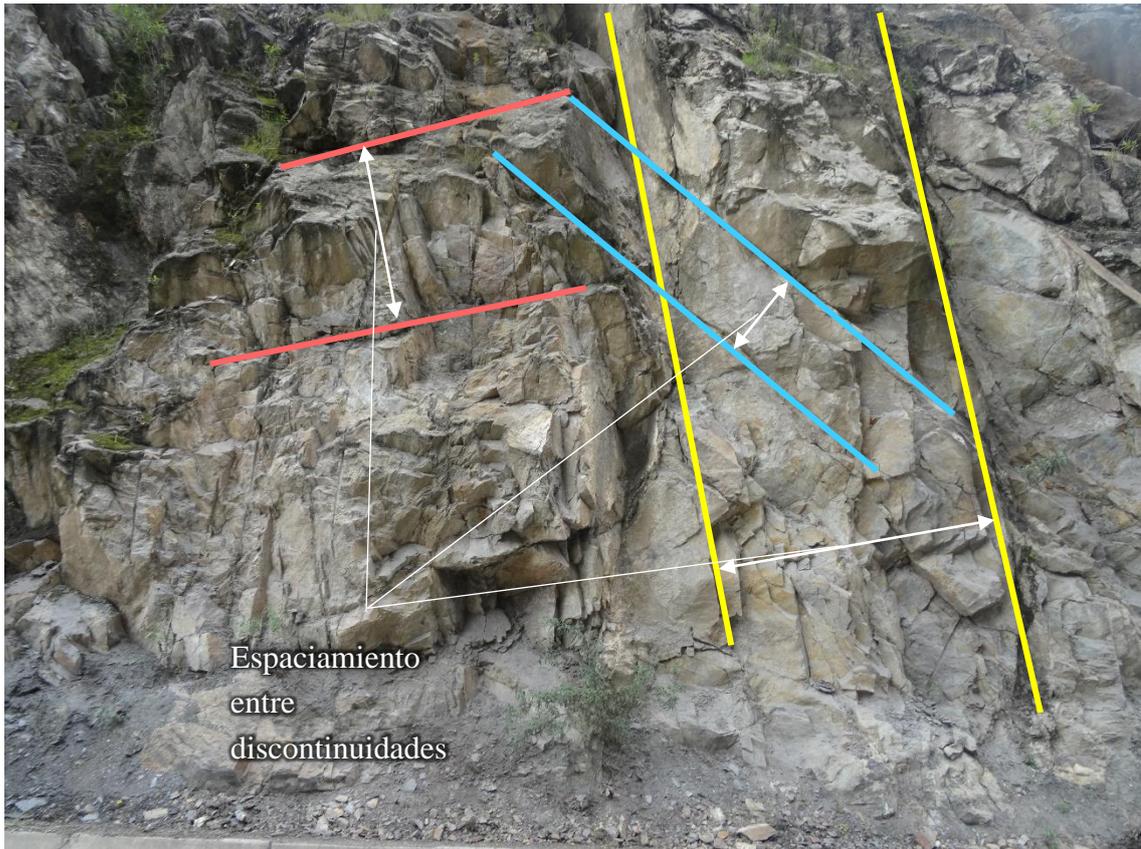


Figura C. 12. Espaciamientos entre discontinuidades

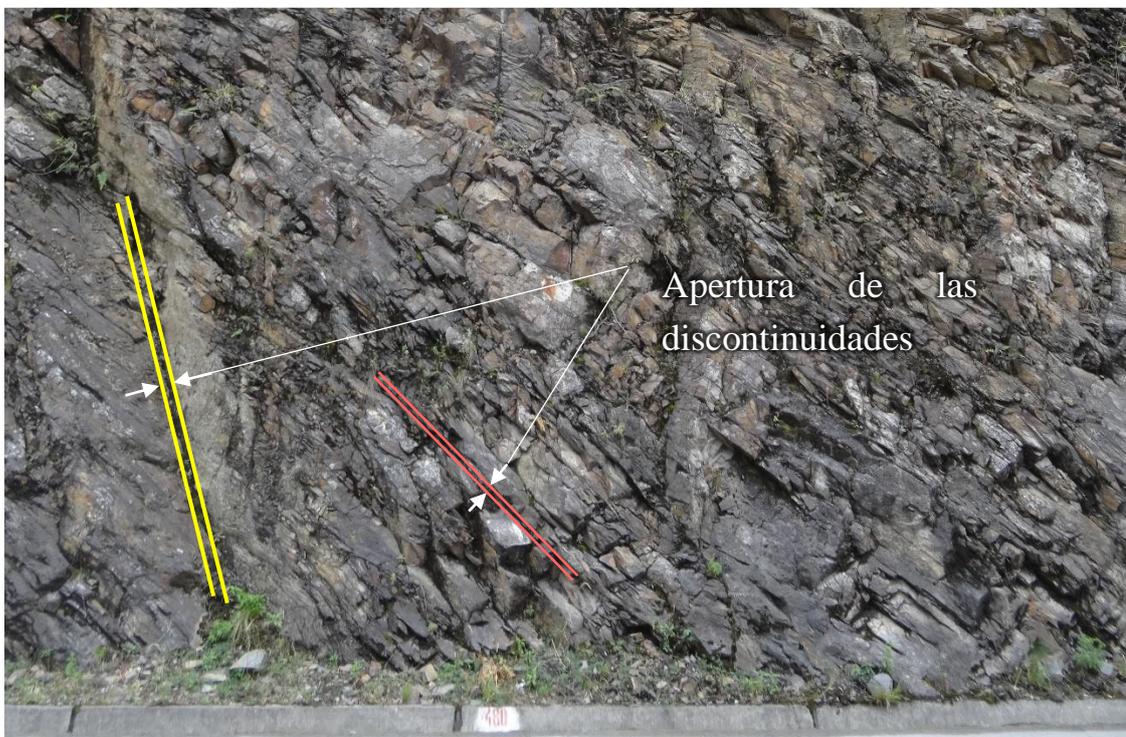


Figura C. 13. Apertura de las discontinuidades



Figura C. 14. Geiser en el pie del sub talud 2



Figura C. 15. Sub talud 4, vista hacia el NE



Figura C. 16. Sub talud 3, vista desde la parte superior del talud Qoñiunu



Figura C. 17. Mapeo geomecánico con brújula en la zona alta del talud



Figura C. 18. Vista parcial del talud desde la parte alta



Figura C. 19. Vista del talud desde el lado Sur del Río Ollachea



Figura C. 20. Volquete transportando escombros



Figura C. 21. Vista hacia el NE



Figura C. 22. Vista panorámica del talud desde el frente

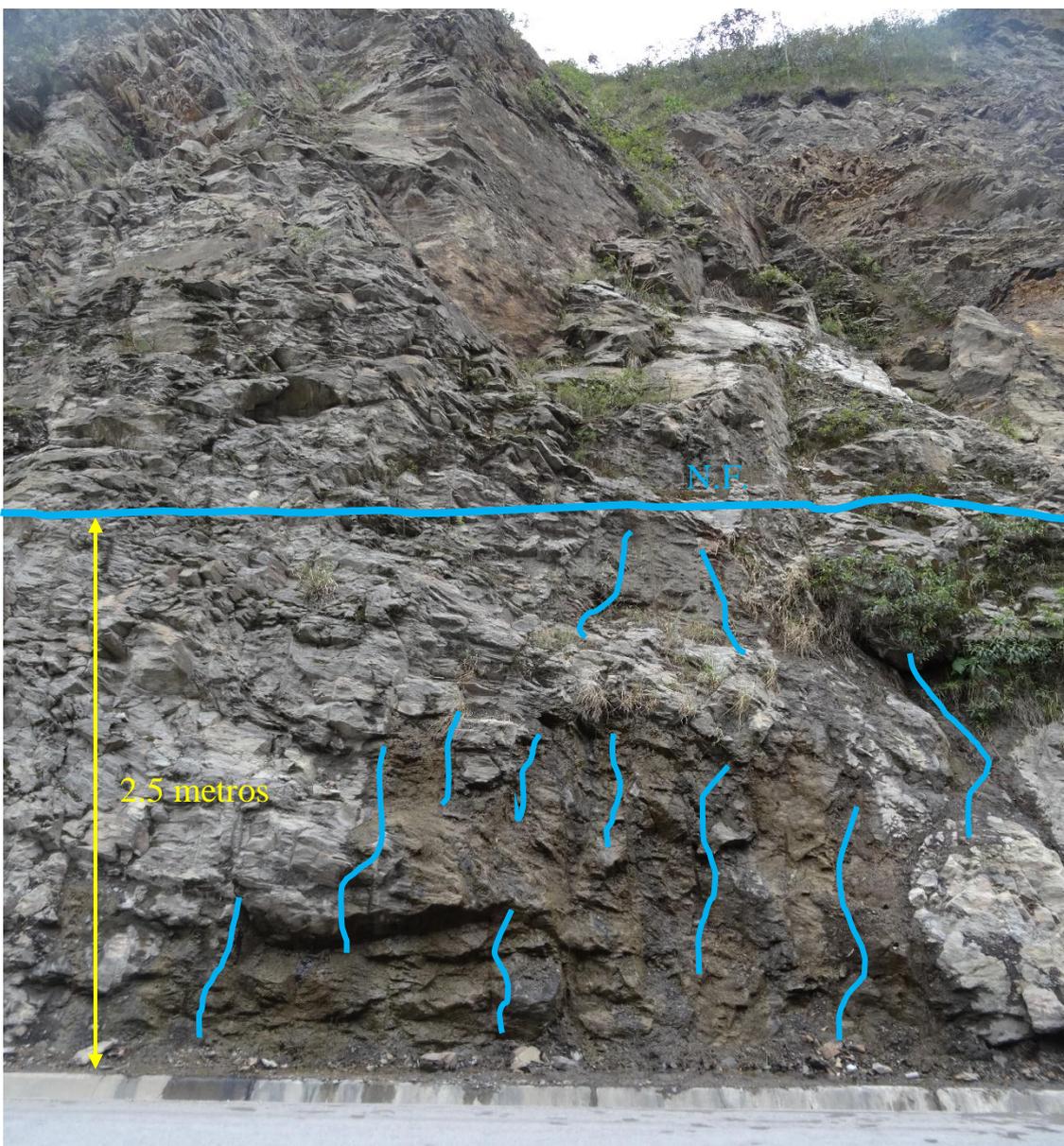


Figura C. 23. Nivel freático a 2.5 metros de la cara del sub talud 5



Figura C. 24. Zona de cierre de vía a la altura del sub talud 10



Figura C. 25. Muestra para obtener testigos para ensayos



Figura C. 26. Testigos de roca para Ensayo de Compresión Simple y Tilt Test



Figura C. 27. Ensayo de compresión simple de la roca intacta



Figura C. 28. Testigos extraídos para el ensayo de compresión simple y Tilt Test



Figura C. 29. Ensayo de compresión simple del testigo U-1



Figura C. 30. Medición de las dimensiones del testigo con el vernier

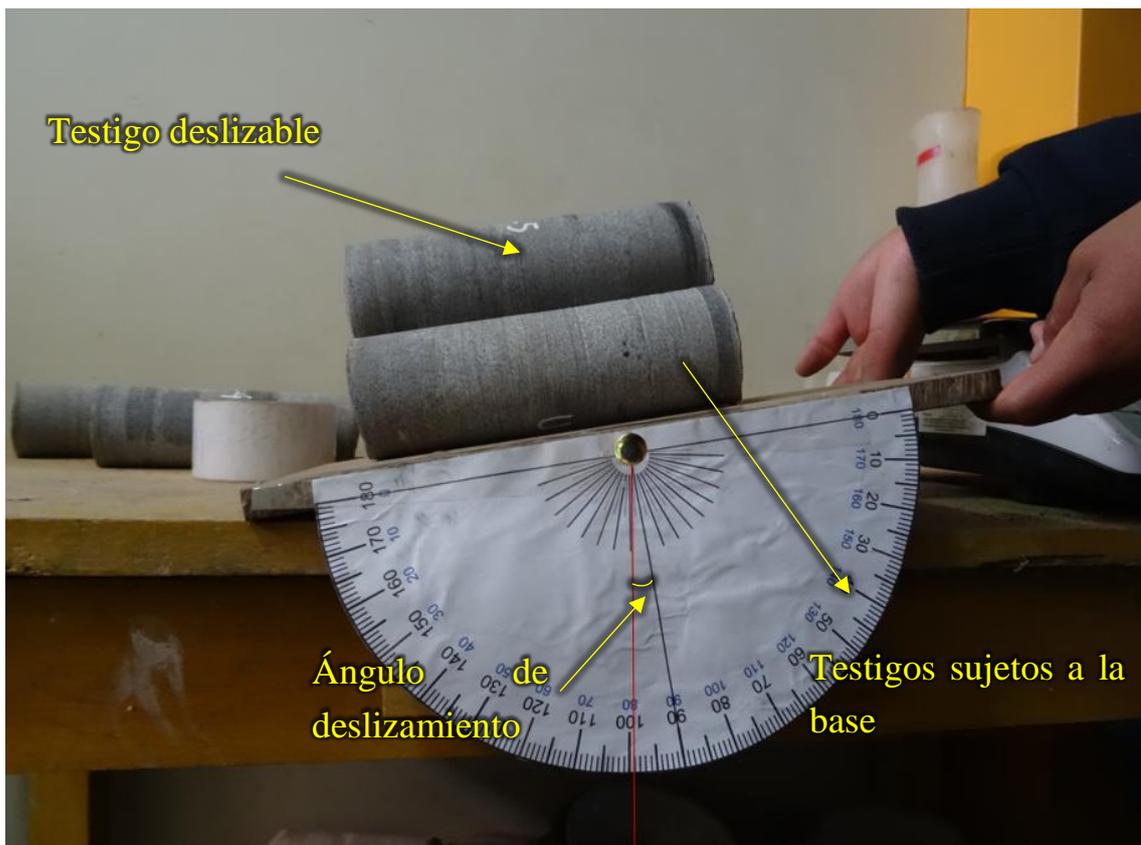


Figura C. 31. Ensayo Tilt Test

ANEXO D: MAPEO GEOMECÁNICO

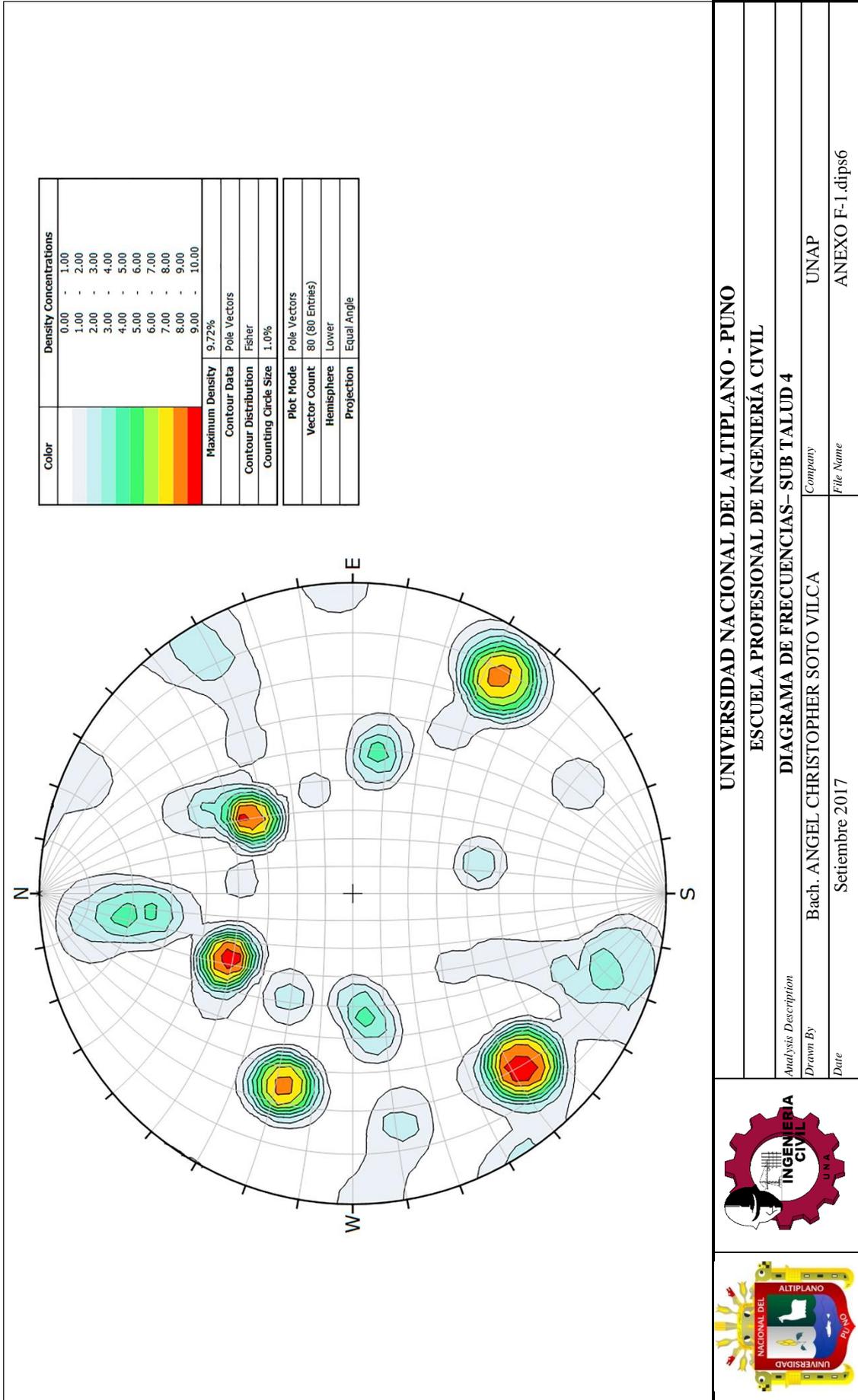
CARACTERIZACION DE MACIZOS ROCOSOS																				
PROYECTO: ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DEL TALUD DEL CERRO QOÑIUNU EN EL DISTRITO DE OLLACHEA UBICACIÓN: OLLACHEA - CARABAYA - PUNO LEVANTADO POR: BACH. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA TIPO DE ROCA: METAMÓRFICA - PIZARRA Este: 340630 Norte: 8473826 Altura: 2753 Peso específico: 2655.26 kg/m ³ K _{in} : 232 + 220 - 232 + 300 Hoja N°: 4																				
CONDICIONES DE EXPOSICION																				
N° DISCONTINUIDAD	Distancia discontinuidad	Orientacion discontinuidad	Resist. (MPa)	R(L)	JCS (MPa)	N° de fracturas		S	Av	RQD	Long. (m)	Abertura (mm)	Rugosidad	IRC	Relleno	Alteracion	Agua	Tipo		
						Número de Fracturas	Distancia (m)													
1	0-20	66	110	86	32	55.40	6	0.60	0.12	36.98	0	18.00	7	1. Cerrada 2. Angosta < 0.1 mm. 3. Moderada 0.1-1 mm. 4. Amplio 1-5 mm. 5. Muy Amplio > 5 mm.	1. Suave 2. Ondulada 3. Liger. Rugosa 4. Rugosa 5. Muy rugosa	Coeficiente de Rugosidad de la Junta	1. Ninguno 2. Relleno duro >5mm 3. Relleno duro <5mm 4. Rell. Blando <5mm 4. Rell. Blando >5mm	1. Inalterada 2. Liger 3. Moderada 4. Muy alterada 5. Descompuesta	1. Seco 2. Ligeram. Humedo 3. Humedo 4. Gotendo 5. Agua fluyendo	1. Falla 2. Estratificacion 3. Tension (juntas) 4. Corte 5. Otros (indicar)
2	0-20	75	45	86	32	55.40	6	1.10	0.22	36.98	0	15.00	6	Blando >5mm	Muy alterada	Liger. Humedo	Junta			
3	0-20	42	217	86	35	64.91	6	1.00	0.20	36.98	0	13.00	8	Ondulada	Muy alterada	Humedo	Junta			
4	0-20	49	152	90	37	72.13	6	0.60	0.12	36.98	0	16.00	9	Liger. Rugosa	Muy alterada	Humedo	Junta			
5	0-20	79	305	95	35	64.91	8	0.65	0.09	36.98	0	9.00	4	Ondulada	Muy alterada	Liger. Humedo	Junta			
1	20-40	67	115	99	36	68.42	12	1.90	0.17	36.49	0	17.00	11	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
2	20-40	76	43	99	34	61.57	12	2.20	0.20	36.49	0	16.00	7	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
3	20-40	43	219	90	32	55.40	12	2.10	0.19	36.49	0	118.00	10	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
4	20-40	50	149	77	37	72.13	12	1.30	0.12	36.49	0	11.00	12	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
5	20-40	80	308	72	35	64.91	16	1.25	0.08	36.49	0	7.00	6	Blando <5mm	Muy alterada	Liger. Humedo	Junta			
1	40-60	65	107	86	32	55.40	4	0.55	0.18	44.15	100	19.00	5	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
2	40-60	74	48	86	32	55.40	8	1.60	0.23	44.15	100	15.00	5	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
3	40-60	41	213	86	35	64.91	8	1.10	0.16	44.15	100	16.00	5	Blando >5mm	Muy alterada	Liger. Humedo	Junta			
4	40-60	48	155	90	37	72.13	8	0.62	0.09	44.15	100	17.00	11	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
5	40-60	81	302	95	35	64.91	6	0.30	0.06	44.15	100	4.00	5	Blando <5mm	Muy alterada	Liger. Humedo	Junta			
1	60-80	68	105	99	36	68.42	8	1.50	0.21	36.24	0	17.00	10	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
2	60-80	73	43	99	34	61.57	8	1.45	0.21	36.24	0	16.00	10	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
3	60-80	44	220	90	32	55.40	12	2.00	0.18	36.24	0	17.00	9	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
4	60-80	47	154	77	37	72.13	12	1.10	0.10	36.24	0	19.00	6	Blando >5mm	Muy alterada	Humedo	Junta			
5	60-80	82	299	72	35	64.91	10	0.80	0.09	36.24	0	8.00	5	Blando <5mm	Muy alterada	Liger. Humedo	Junta			

ANEXO E: DATOS ESTRUCTURALES

REGISTRO ESTRUCTURAL												
		PROYECTO: ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DEL TALUD DEL CERRO QOÑUNU EN EL DISTRITO DE OLLACHEA										
		UBICACIÓN: OLLACHEA - CARABAYA - PUNO					LEVANTADO POR: BACH. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA					
		TIPO DE ROCA: METAMÓRFICA - PIZARRA					Km: 232 + 220 - 232 + 300					
N°	Dip	Inclinación		Este	Norte		Dip	Altura		HOJA N°	Dip dir	
		Dip dir	N°		Dip	N°		Dip dir	N°			
		58		340630	8473826			2753				4
		175										
1	66	21	110	142	41	66	58	21	174	61	62	206
2	75	22	45	13	42	75	83	22	19	62	83	13
3	42	23	217	110	43	79	66	23	305	63	71	55
4	49	24	152	216	44	45	53	24	280	64	49	80
5	79	25	305	241	45	71	75	25	177	65	42	217
6	67	26	115	45	46	67	75	26	173	66	63	301
7	76	27	43	171	47	49	80	27	152	67	53	24
8	43	28	219	91	48	43	39	28	37	68	75	45
9	50	29	149	277	49	50	54	29	83	69	54	211
10	80	30	308	152	50	46	42	30	280	70	42	80
11	65	31	107	235	51	42	61	31	217	71	46	345
12	74	32	48	80	52	82	78	32	48	72	79	305
13	41	33	213	152	53	45	49	33	120	73	37	88
14	48	34	155	123	54	75	40	34	45	74	71	77
15	81	35	302	334	55	81	77	35	26	75	66	110
16	68	36	105	305	56	87	79	36	241	76	79	177
17	73	37	43	21	57	66	65	37	110	77	58	174
18	44	38	220	284	58	44	52	38	348	78	49	152
19	47	39	154	186	59	47	39	39	218	79	39	250
20	82	40	299	267	60	86	90	40	235	80	86	203

ANEXO F: DIAGRAMAS ESTEREOGRÁFICOS

ANEXO F-1: DIAGRAMAS DE FRECUENCIAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DIAGRAMA DE FRECUENCIAS - SUB TALUD 4

Company

Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA

Analysis Description

Drawn By

Date

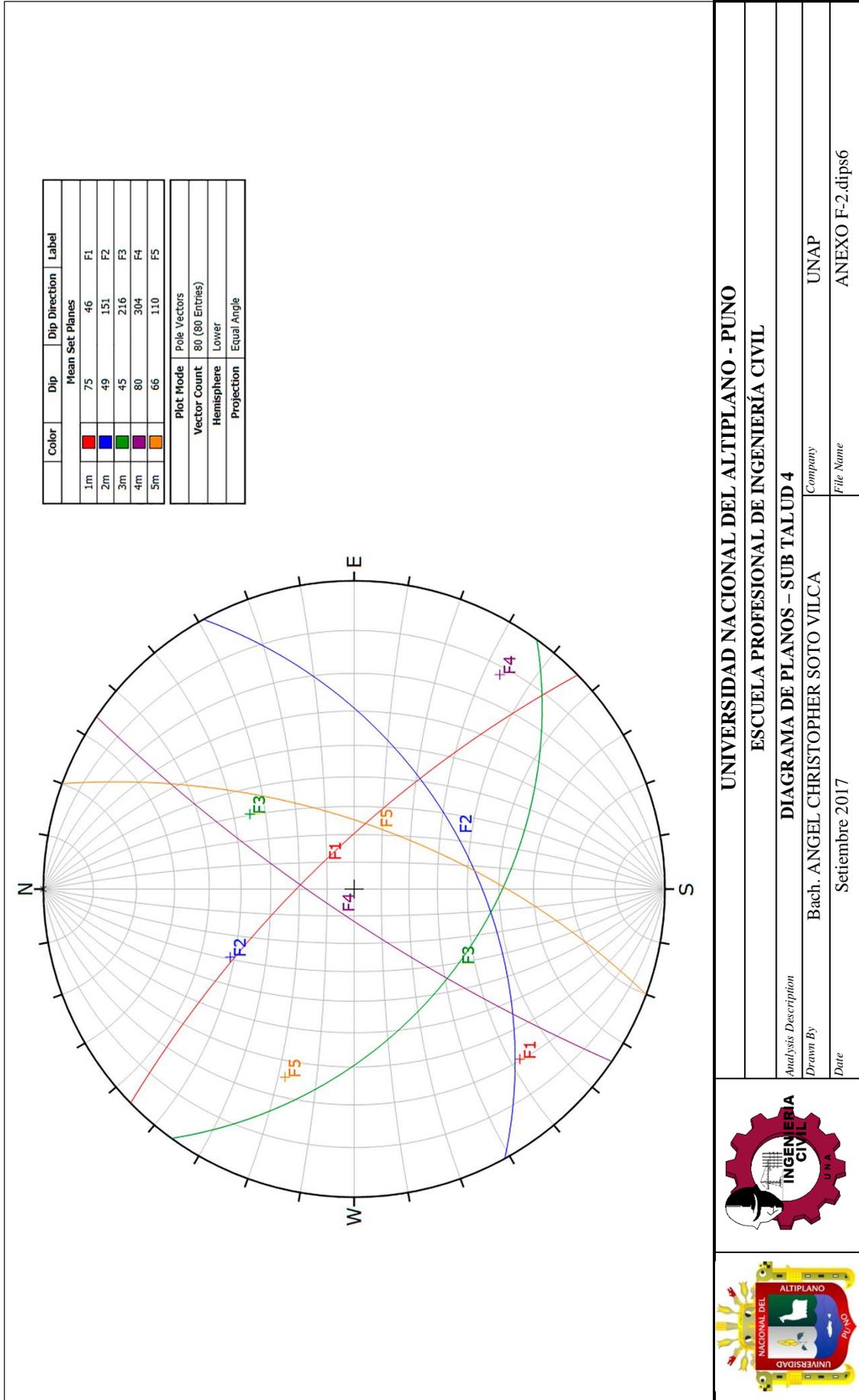
Setiembre 2017

UNAP

ANEXO F-1.dips6



ANEXO F-2: DIAGRAMAS DE PLANOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DIAGRAMA DE PLANOS – SUB TALUD 4

Analysis Description
 Drawn By: Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA
 Date: Setiembre 2017

UNAP

ANEXO F-2.dips6



ANEXO G: CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

SMRTTool beta 1.10

a calculator for computing Slope Mass Rating (SMR)

Authors: A. Riquelme et al (2014)

Contact: adriquirielme@gmail.com

Department of Civil Engineering of the University of Alicante, SPAIN



Cite this material as:
Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán, A. (2014). SMRTTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/es/atruquelme/smrtool.html> (download date).

Project name	Talud Qofiumu - Sub Talud 4 - Familia 1
Date	28 de setiembre del 2017
Author	Bach. Angel Christopher Soto Vilca
Company	Universidad Nacional del Altiplano

Basic RMR	35								
Slope	<table border="1"> <tr> <td>α_s</td> <td>175º</td> </tr> <tr> <td>β_s</td> <td>58º</td> </tr> <tr> <td>α_j or α_i</td> <td>46º</td> </tr> <tr> <td>β_j or β_i</td> <td>75º</td> </tr> </table>	α_s	175º	β_s	58º	α_j or α_i	46º	β_j or β_i	75º
α_s	175º								
β_s	58º								
α_j or α_i	46º								
β_j or β_i	75º								
Discontinuity									

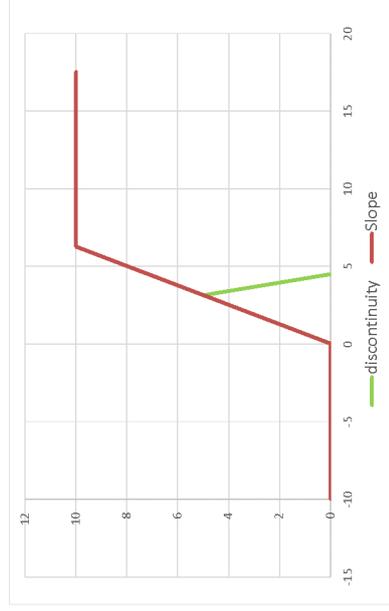
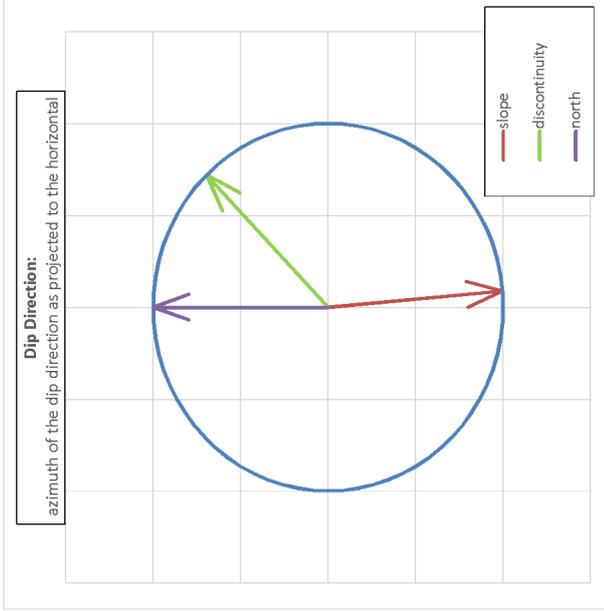
Auxiliar angles (degrees)	A	51º
	B	75º
	C	133º
Failure Type	Toppling	

Authors →	Romana (1993)	Tomás et al (2007)
Coefficients ↓	Discrete values	Continuous values
F_1	0.15	0.20
F_2	1.00	1.00
F_3	-25.00	-25.23
$F_1 \times F_2 \times F_3$	-4	-5

Excavation method	Deficient blasting
F_4	-8

SMR	Discrete	Continuous
Class	23 IV	22 IV

Description	Discrete	Continuous
Stability	Bad Unstable	Bad Unstable
Failures	Planar or big wedges Important/corrective	Planar or big wedges Important/corrective
Support		



ANEXO H: CRITERIO DE RESISTENCIA DEL MACIZO

ROCOSO

Criterio de Resistencia del Sub Talud 4

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 88 MPa
 GSI = 44.25 m_i = 6 Disturbance factor = 1
 intact modulus (E_i) = 17600 MPa

Hoek-Brown Criterion

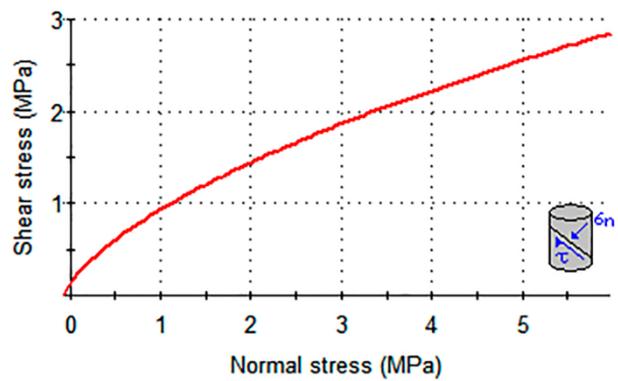
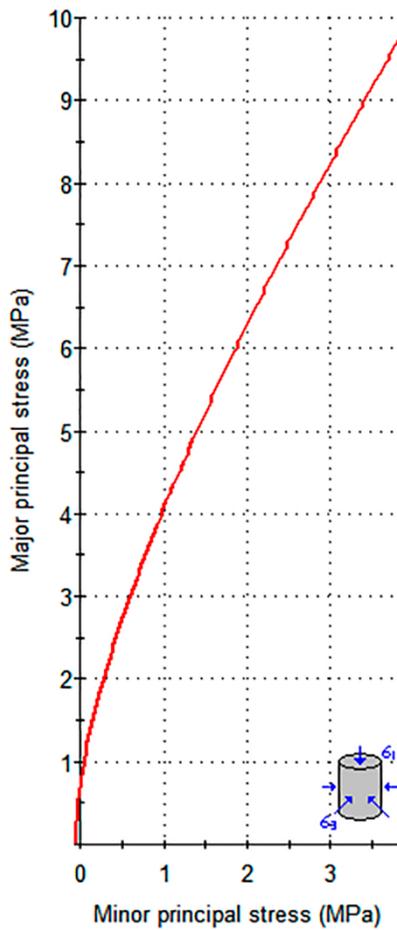
m_b = 0.112 s = 0.0001 a = 0.509

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.547 MPa friction angle = 22.29 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.073 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.781 MPa
 global strength = 3.752 MPa
 modulus of deformation = 858.62 MPa



ANEXO I: CRITERIO DE RESISTENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES

Criterio de Resistencia del Sub Talud 4 – Familia 1

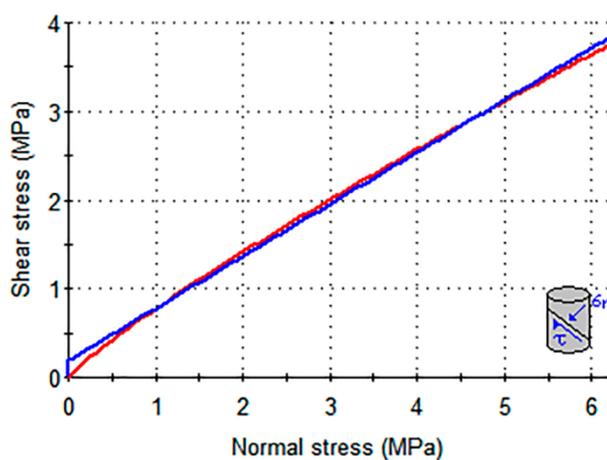
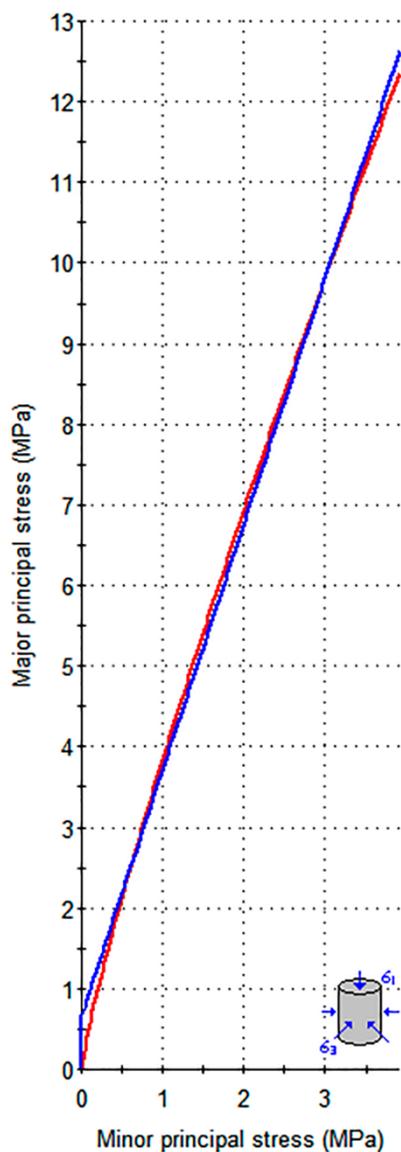
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Barton-Bandis Criterion

residual friction angle (ϕ_{ir}) = 22.89 degrees
 joint roughness coefficient (JRC) = 8.25
 joint compressive strength (JCS) = 61.91 MPa

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.189 MPa friction angle = 30.44 deg



**ANEXO J: RESULTADOS DE LABORATORIO Y
CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN**

ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS

Los ensayos se realizaron según la Norma ASTM C97-02, se obtuvo los siguientes resultados:

Tara	Peso húmedo (g)	Peso Seco (g)	Peso seco + Parafina (g)	Peso parafina (g)	Peso sumergido (g)	Densidad parafina (g/cm3)	Volumen parafina (cm3)	Volumen muestra (cm3)	Densidad seca (g/cm3)	Porosidad aparente (%)	Peso específico aparente (KN/m3)
1	105.45	105.28	115.00	9.72	65.14	0.87	11.17	38.69	2.72	0.07	26.68
2	69.78	69.54	76.85	3.65	45.28	0.87	4.20	27.37	2.54	0.07	24.91
3	94.56	94.42	101.25	6.83	58.21	0.87	7.85	35.19	2.68	0.05	26.31
4	78.26	78.05	83.25	3.65	50.21	0.87	4.20	28.84	2.71	0.06	26.53
5	56.25	56.05	59.00	2.95	34.33	0.87	3.39	21.28	2.63	0.04	25.83
Número de Resultados									5	5	5
Valor Máximo									2.72	0.07	26.68
Valor Mínimo									2.54	0.04	24.91
Mediana									2.68	0.06	26.31
Valor promedio									2.66	0.06	26.05
Desviación estándar									0.07	0.01	0.72
Coefficiente de variación									-1.28	-0.67	-1.28



Moisés Araya Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 98385

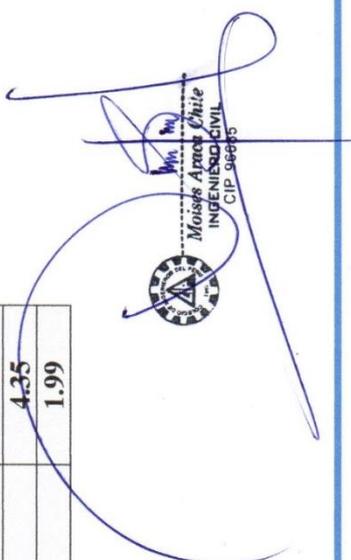
GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

Los ensayos se realizaron según la Norma ASTM D 2938-95, se obtuvo los siguientes resultados:

ID	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Relación L/D	Carga (kg-f)	UCS (MPa)	Tipo de Rotura	Observaciones
UCS-1	3.82	7.60	11.46	2.0	10910	93.35	matriz	
UCS-2	3.81	7.59	11.40	2.0	9640	82.92	matriz	
UCS-3	3.82	7.61	11.46	2.0	9970	85.31	matriz	
UCS-4	3.82	7.63	11.46	2.0	9720	83.17	matriz	
UCS-5	3.81	7.63	11.40	2.0	9770	84.04	matriz	
Número de resultados						5		
Valor Máximo						93.35		
Valor Mínimo						82.92		
Mediana						84.04		
Valor promedio						85.76		
Desviación estándar						4.35		
Coefficiente de variación						1.99		



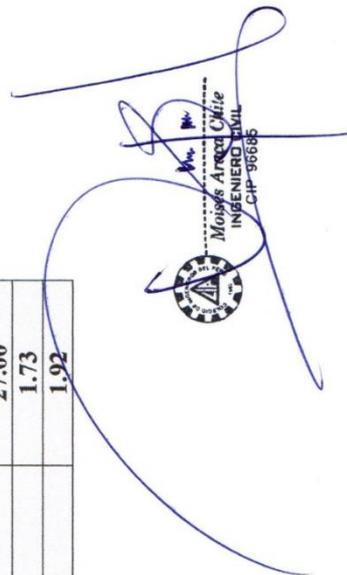
CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES

ENSAYOS ESPECIALES

ENSAYO TILT TEST

Los ensayos se realizaron según la Norma ISRM, Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring, se obtuvo los siguientes resultados:

ID	Diámetro (cm)	Espesor (cm)	Relación L/D	Phi básico (°)	Observaciones
TT-01	4.16	1.99	0.5	26.00	
TT-02	4.15	2.03	0.5	26.00	
TT-03	4.15	2.02	0.5	27.00	
TT-04	4.16	2.01	0.5	26.00	
TT-05	4.15	2.00	0.5	30.00	
Número de resultados					
Valor Máximo					
Valor Mínimo					
Mediana					
Valor promedio					
Desviación estándar					
Coefficiente de variación					
5					
30.00					
26.00					
26.00					
27.00					
1.73					
1.92					



METROTEC

METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C.

Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN MT - LF - 185 - 2017

Área de Metrología
Laboratorio de Fuerza

Página 1 de 3

1. Expediente 17642

2. Solicitante GEOTECNIA INGENIERIA S.C.R.L.

3. Dirección Jr. Dante Nava N° 119A Barrio Santa Rosa
Puno - Puno - PUNO.

4. Equipo PRENSA DE CONCRETO

Capacidad 100000 kgf

Marca TAMIEQUIPOS

Modelo TCP127

Número de Serie 505

Procedencia COLOMBIA

Identificación NO INDICA

Indicador DIGITAL

Marca HIWEIGH

Modelo NO INDICA

Número de Serie NO INDICA

Resolución 10 kgf

Ubicación LABORATORIO

5. Fecha de Calibración 2017-08-15

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Los resultados son validos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.

METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.

Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.

El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.

Fecha de Emisión

Jefe del Laboratorio de Metrología

2017-08-17

JUAN C. QUISPE MORALES



Metrología & Técnicas S.A.C.
Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24, Urb. San Diego - LIMA - PERÚ
Telf.: (511) 540-0642
Cel.: (511) 971 439 272 / 971 439 282
RPM: *849272 / #971439282 / #942635342

email: metrologia@metrologiatecnicas.com
ventas@metrologiatecnicas.com
WEB: www.metrologiatecnicas.com

METROTEC

METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C.

Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
MT - LF - 185 - 2017

Área de Metrología
Laboratorio de Fuerza

Página 2 de 3

6. Método de Calibración

La calibración se realizó por el método de comparación directa utilizando patrones trazables al SI calibrados en las instalaciones del LEDI-PUCP tomado como referencia el método descrito en la norma UNE-EN ISO 7500-1 "Verificación de Máquinas de Ensayo Uniaxiales Estáticos. Parte 1: Máquinas de ensayo de tracción/compresión. Verificación y calibración del sistema de medida de fuerza." - Julio 2006.

7. Lugar de calibración

LABORATORIO
Jr. Dante Nava N° 119A Barrio Santa Rosa - Puno - Puno - PUNO.

8. Condiciones Ambientales

	Inicial	Final
Temperatura	18,2 °C	18,6 °C
Humedad Relativa	48 % HR	48 % HR

9. Patrones de referencia

Trazabilidad	Patrón utilizado	Informe/Certificado de calibración
Celdas patrones calibradas en el National Standards Testing Laboratory de Maryland - USA	Celda de carga calibrado a 1500 kN con incertidumbre del orden de 0,6 %	LEDI-PUCP INF-LE-473-16A

10. Observaciones

- Se adjunta una etiqueta autoadhesiva con la indicación CALIBRADO.
- Durante la realización de cada secuencia de calibración la temperatura del equipo de medida de fuerza permanece estable dentro de un intervalo de $\pm 2,0$ °C.
- El equipo no indica clase sin embargo cumple con el criterio para máquinas de ensayo uniaxiales de clase de 1,0 según la norma UNE-EN ISO 7500-1.



Metrología & Técnicas S.A.C.
Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24, Urb. San Diego - LIMA - PERÚ
Telf.: (511) 540-0642
Cel.: (511) 971 439 272 / 971 439 282
RPM: *849272 / #971439282 / #942635342

email: metrologia@metrologiatecnicas.com
ventas@metrologiatecnicas.com
WEB: www.metrologiatecnicas.com

METROTEC

METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C.

Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
MT - LF - 185 - 2017**

Área de Metrología
Laboratorio de Fuerza

Página 3 de 3

11. Resultados de Medición

Indicación del Equipo		Indicación de Fuerza (Ascenso)				$F_{Promedio}$ (kgf)
%	F_i (kgf)	Patrón de Referencia				
		F_1 (kgf)	F_2 (kgf)	F_3 (kgf)		
10	10000	10078,4	10058,0	10037,6		10058,0
20	20000	20119,4	20088,8	20099,0		20102,4
30	30000	30243,4	30182,3	30223,0		30216,2
40	40000	40165,3	40155,2	40145,0		40155,2
50	50000	50058,7	50008,0	49987,7		50018,2
60	60000	59984,2	59822,3	59852,7		59886,4
70	70000	69941,6	69860,8	69709,3		69837,3
80	80000	79739,1	79587,9	79567,7		79631,6
90	90000	89598,8	89508,2	89538,4		89548,5
100	100000	99470,0	99449,9	99550,3		99490,1
Retorno a Cero		0,0	0,0	0,0		

Indicación del Equipo F (kgf)	Errores Encontrados en el Sistema de Medición				Incertidumbre U (k=2) (%)
	Exactitud a (%)	Repetibilidad b (%)	Reversibilidad v (%)	Resol. Relativa α (%)	
10000	-0,58	0,41	---	0,10	0,29
20000	-0,51	0,15	---	0,05	0,29
30000	-0,72	0,20	---	0,03	0,29
40000	-0,39	0,05	---	0,03	0,29
50000	-0,04	0,14	---	0,02	0,29
60000	0,19	0,27	---	0,02	0,29
70000	0,23	0,33	---	0,01	0,29
80000	0,46	0,22	---	0,01	0,29
90000	0,50	0,10	---	0,01	0,29
100000	0,51	0,10	---	0,01	0,29

MÁXIMO ERROR RELATIVO DE CERO (f_0)	0,00 %
---	--------

12. Incertidumbre

La incertidumbre expandida de medición se ha obtenido multiplicando la incertidumbre estándar de la medición por el factor de cobertura $k=2$, el cual corresponde a una probabilidad de cobertura de aproximadamente 95%.

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración. La incertidumbre indicada no incluye una estimación de variaciones a largo plazo.

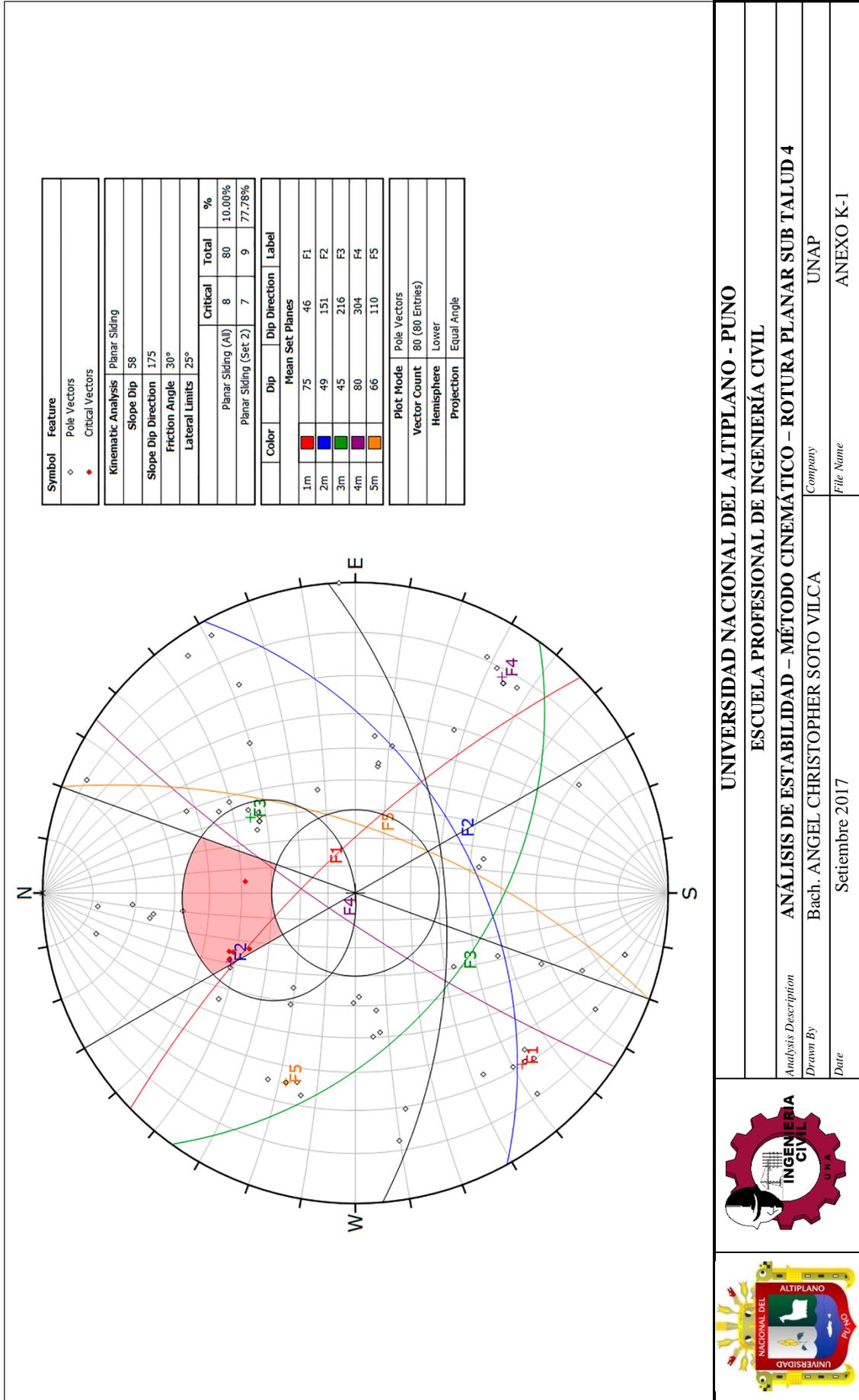
Metrología & Técnicas S.A.C.
Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24, Urb. San Diego - LIMA - PERÚ
Telf.: (511) 540-0642
Cel.: (511) 971 439 272 / 971 439 282
RPM: *849272 / #971439282 / #942635342



email: metrologia@metrologiatecnicas.com
ventas@metrologiatecnicas.com
WEB: www.metrologiatecnicas.com

**ANEXO K: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD
POR EL MÉTODO CINEMÁTICO**

ANEXO K-1: ROTURA PLANAR



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

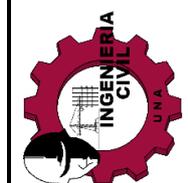
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MÉTODO CINEMÁTICO – ROTURA PLANAR SUB TALUD 4

Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA

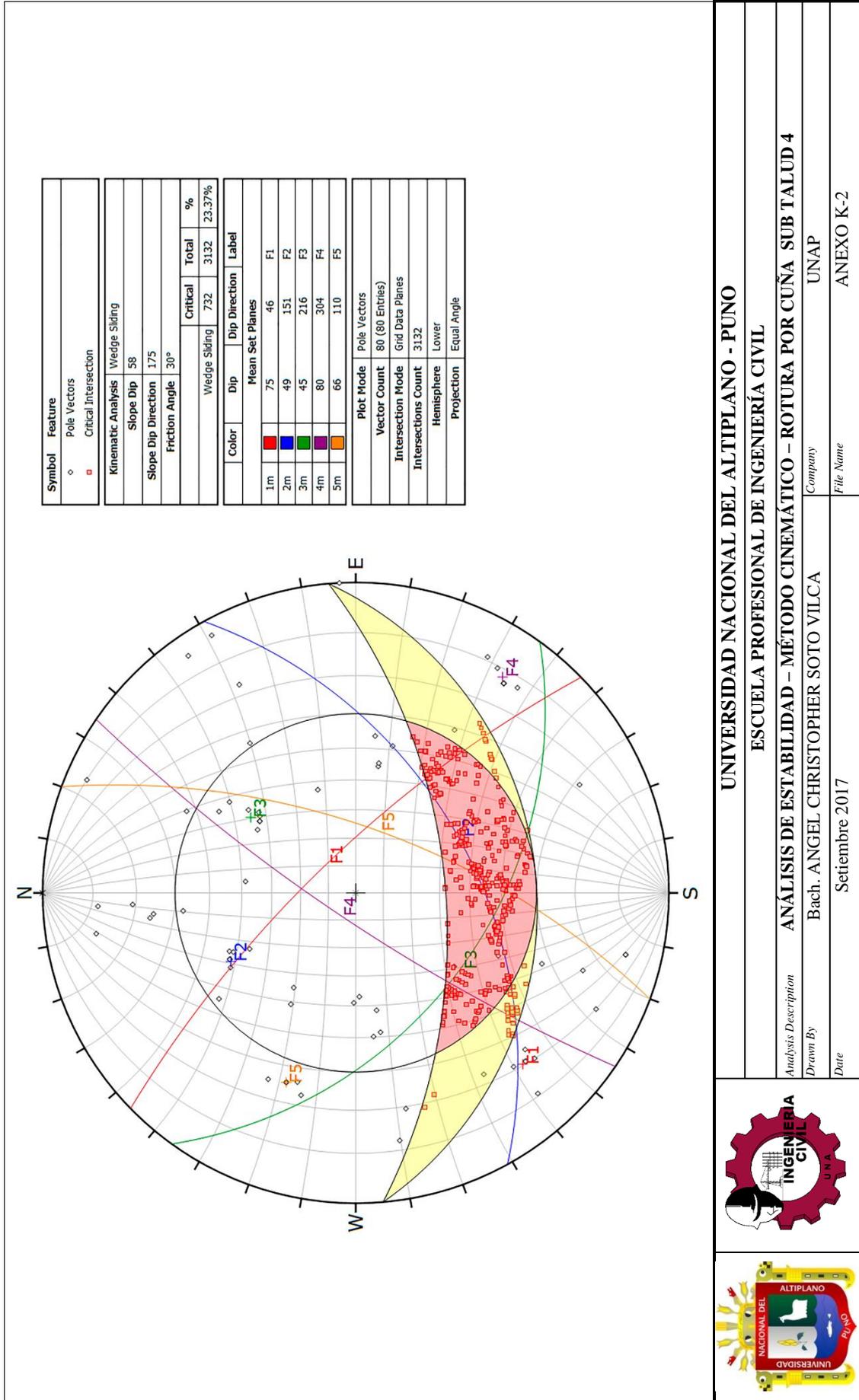
Setiembre 2017

UNAP

ANEXO K-1



ANEXO K-2: ROTURA POR CUÑA



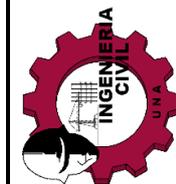
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MÉTODO CINEMÁTICO – ROTURA POR CUÑA SUB TALUD 4

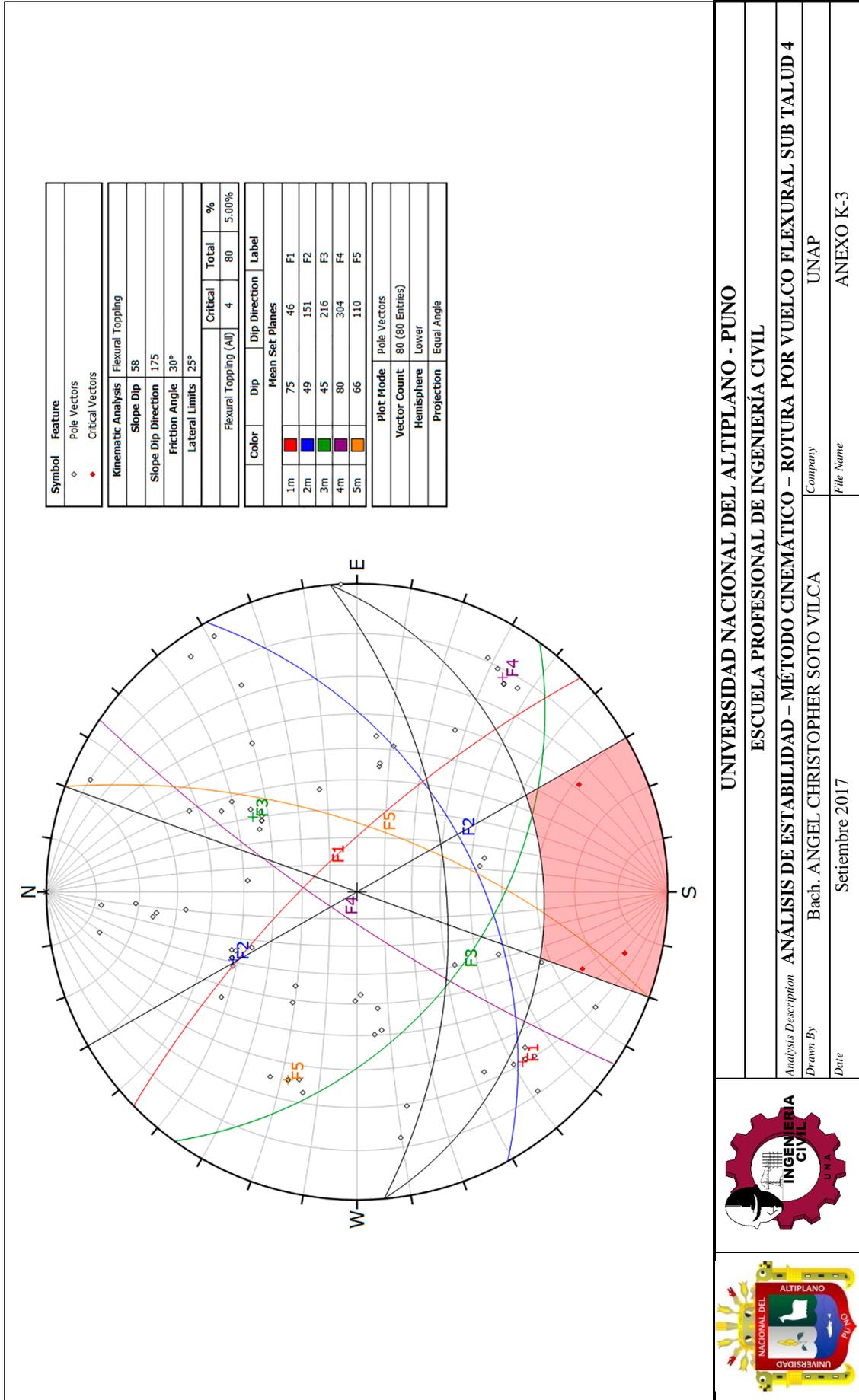
Analysis Description
 Drawn By: Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA
 Date: Setiembre 2017

Company: UNAP

File Name: ANEXO K-2



ANEXO K-3: ROTURA POR VUELCO FLEXURAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MÉTODO CINEMÁTICO – ROTURA POR VUELCO FLEXURAL SUB TALUD 4

Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA

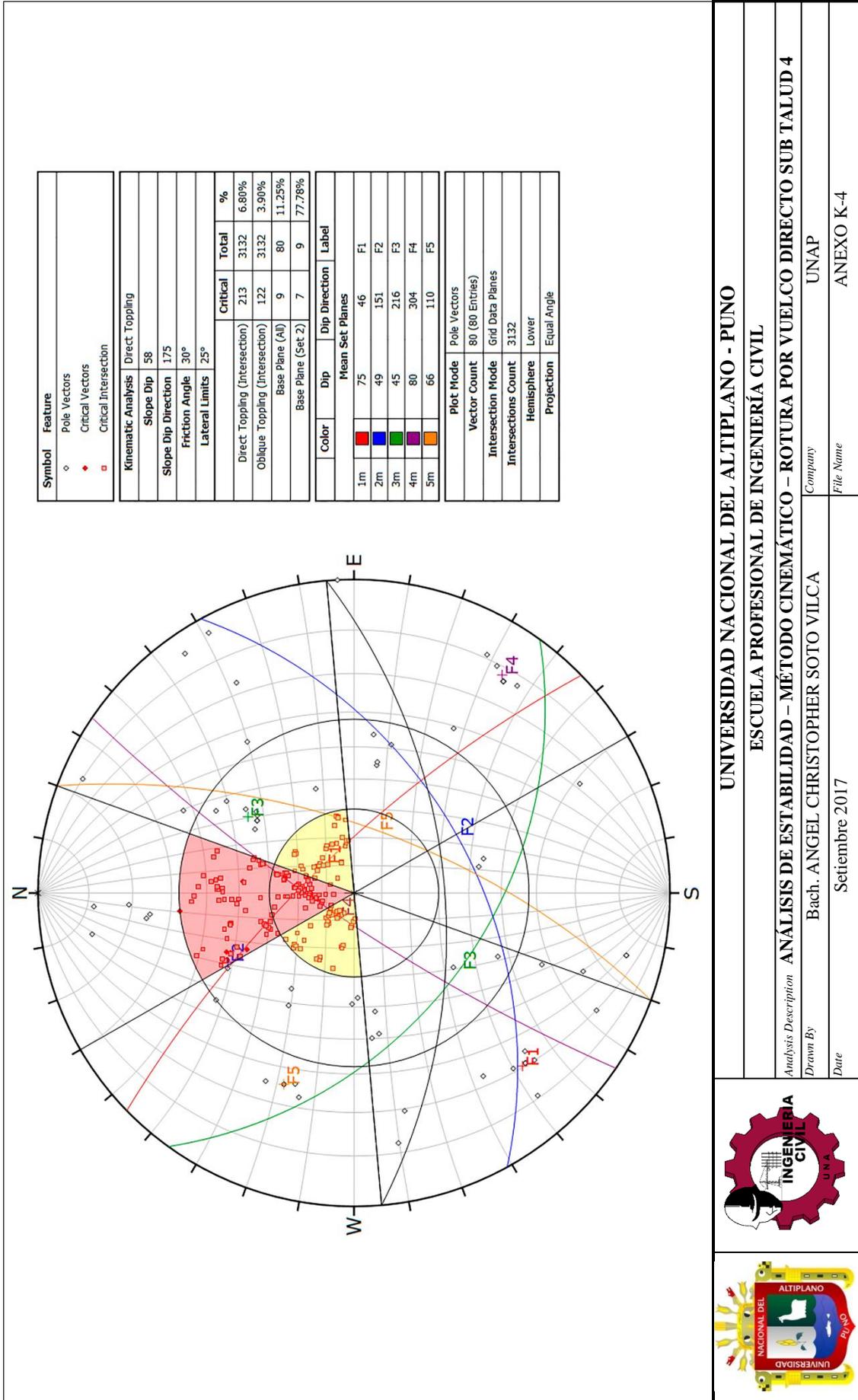
Setiembre 2017

UNAP

ANEXO K-3



ANEXO K-4: ROTURA POR VUELCO DIRECTO



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Analysis Description **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MÉTODO CINEMÁTICO – ROTURA POR VUELCO DIRECTO SUB TALUD 4**

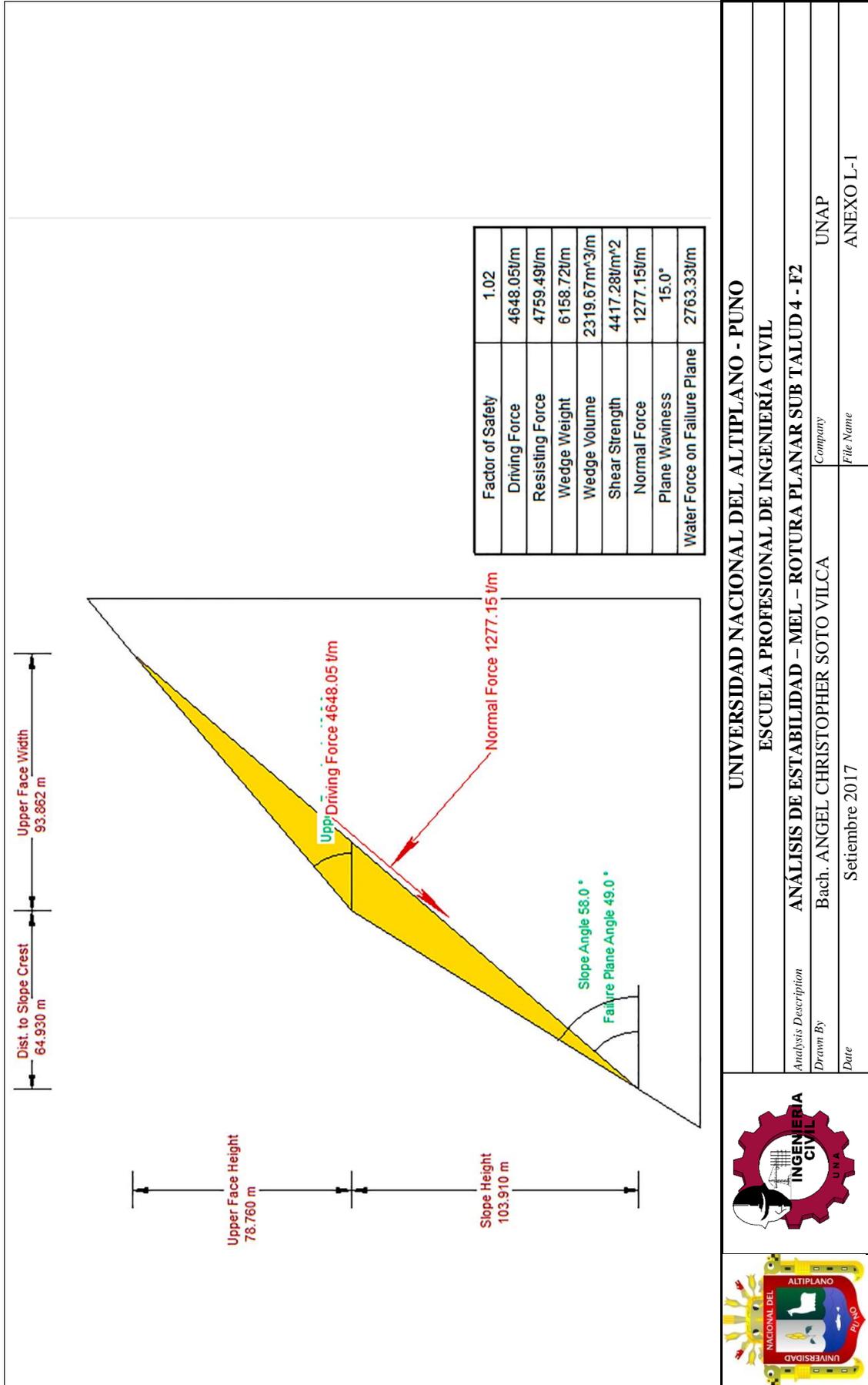
Drawn By **Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA** Company **UNAP**

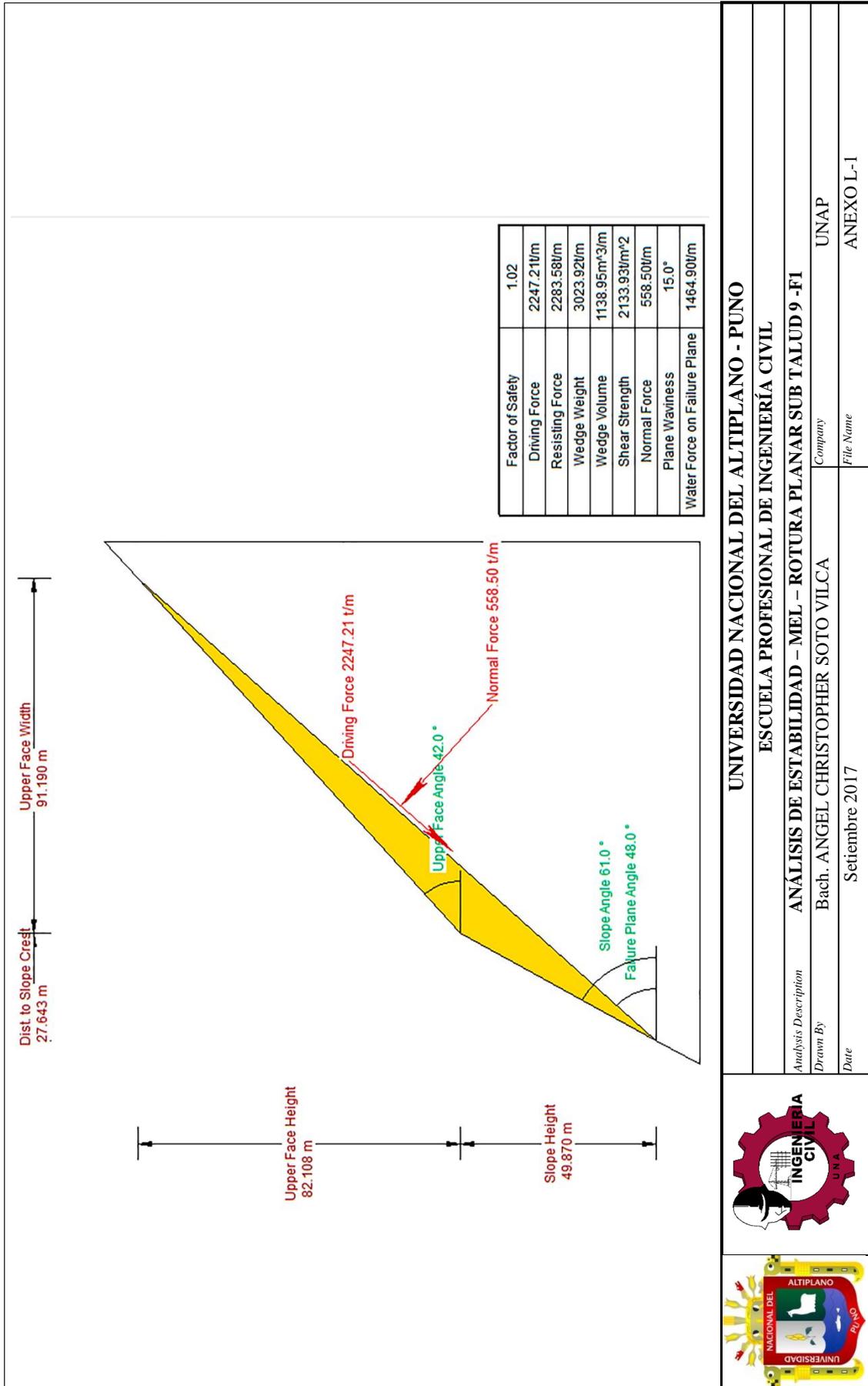
Date **Setiembre 2017** File Name **ANEXO K-4**



**ANEXO L: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD
POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE**

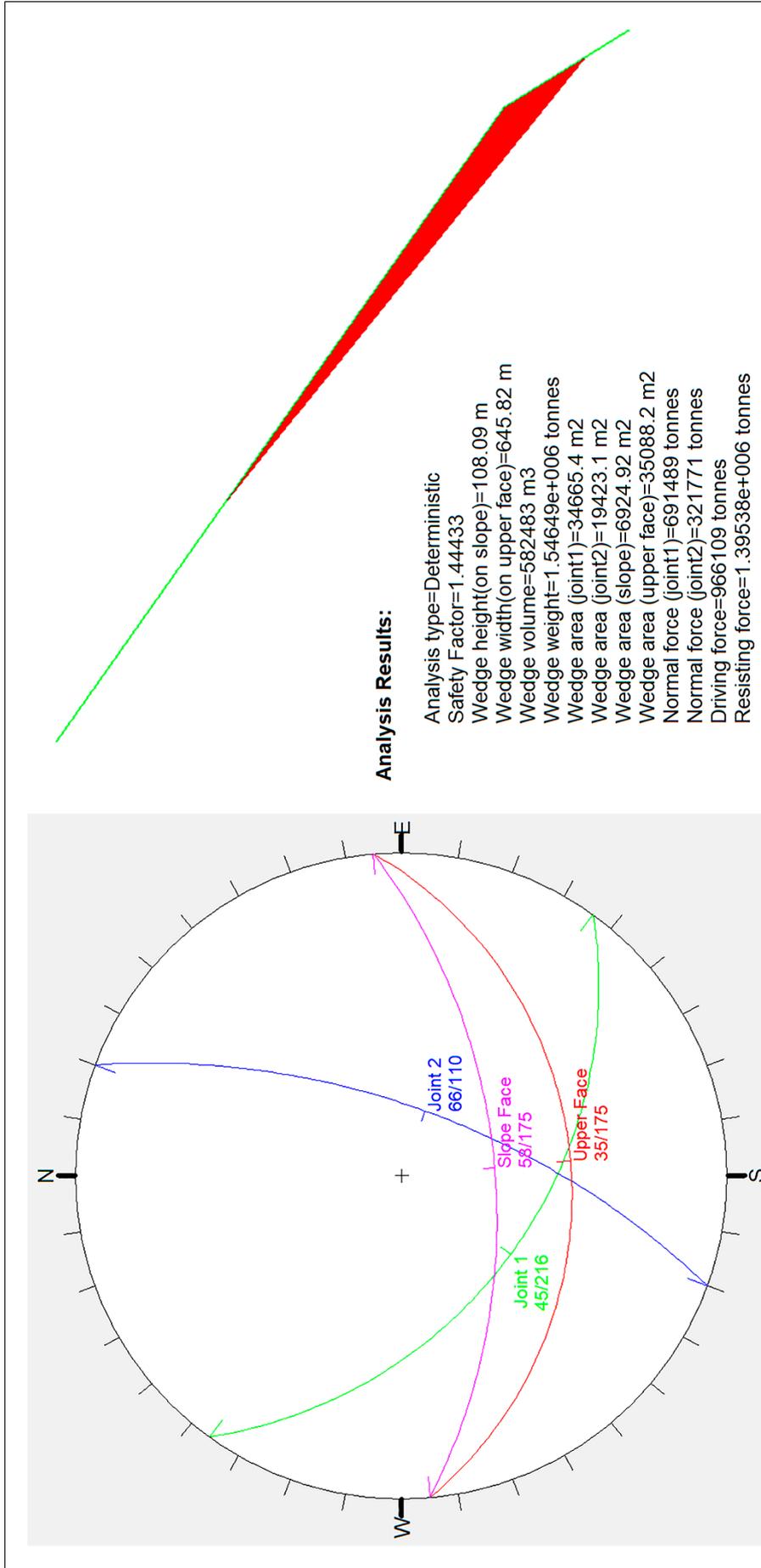
ANEXO L - 1: ROTURA PLANAR





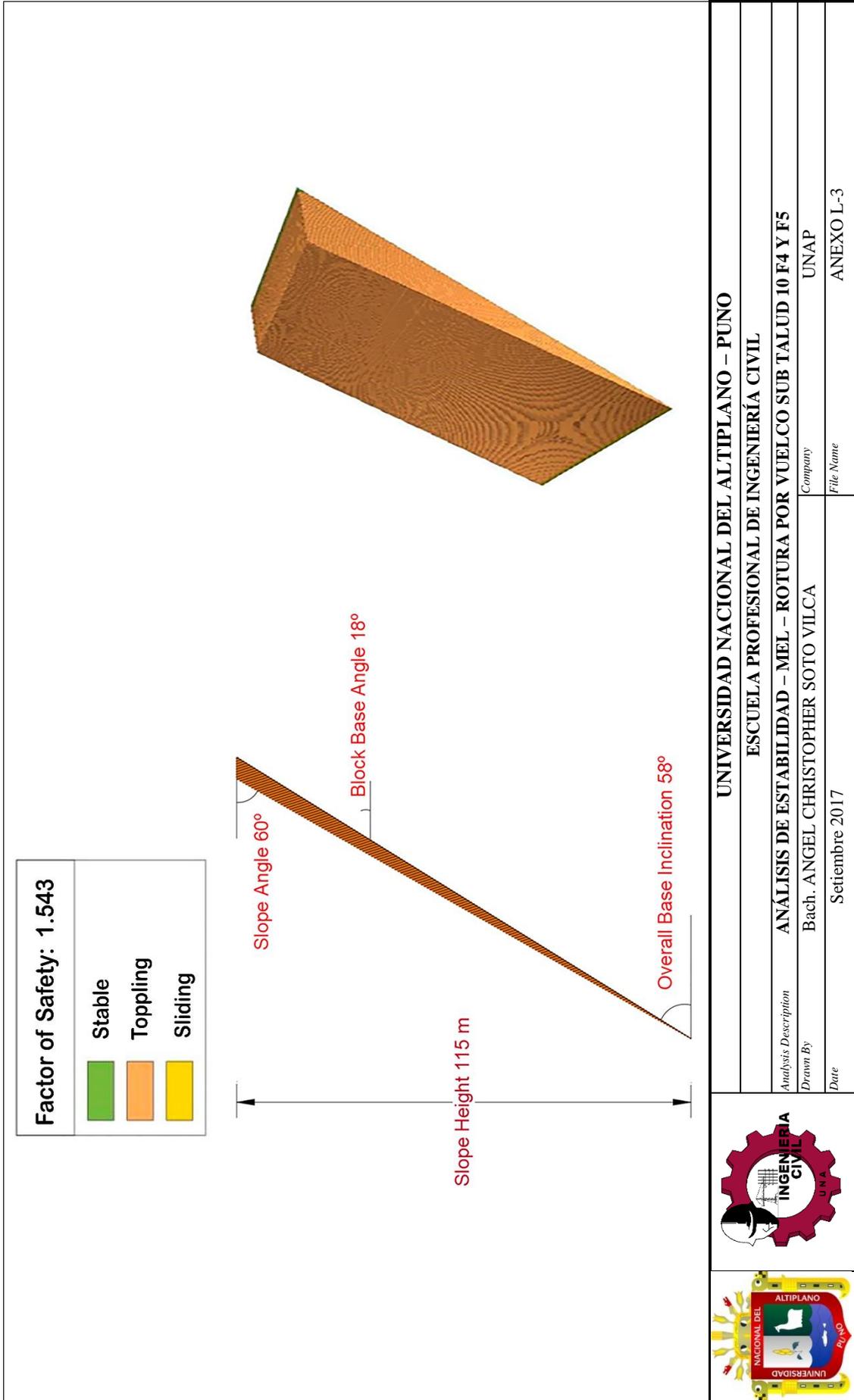
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
<i>Analysis Description</i>	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MEL – ROTURA PLANAR SUB TALUD 9 - FI
<i>Drawn By</i>	Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA
<i>Date</i>	Settembre 2017
	UNAP
	ANEXO L-1

ANEXO L - 2: ROTURA POR CUÑA

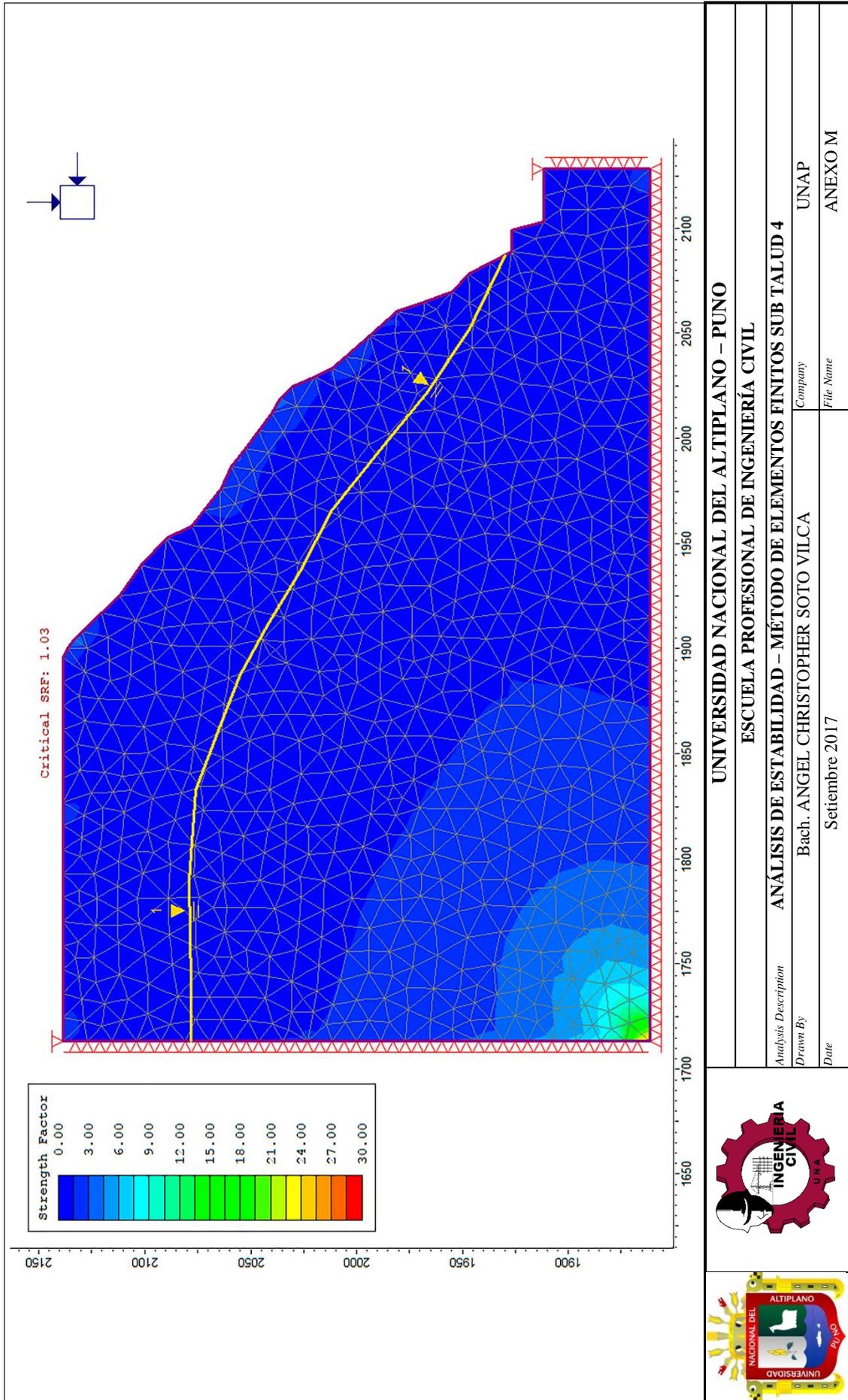


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
<i>Analysis Description</i>	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MEL – ROTURA POR CUÑA SUB TALUD 4 – F3 Y F5
<i>Drawn By</i>	Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA
<i>Date</i>	Setiembre 2017
<i>Company</i>	UNAP
<i>File Name</i>	ANEXO L-2

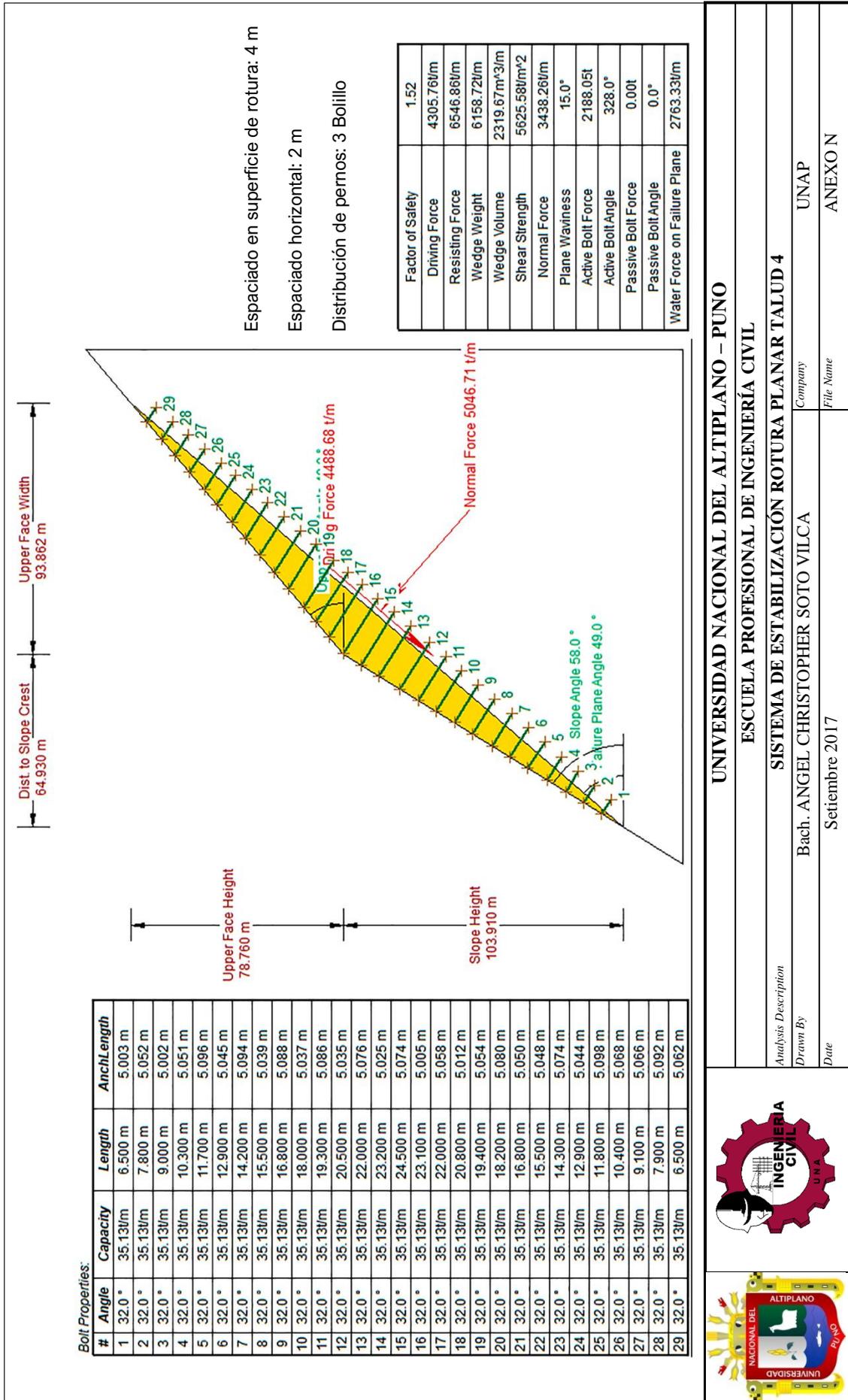
ANEXO L - 3: ROTURA POR VUELCO



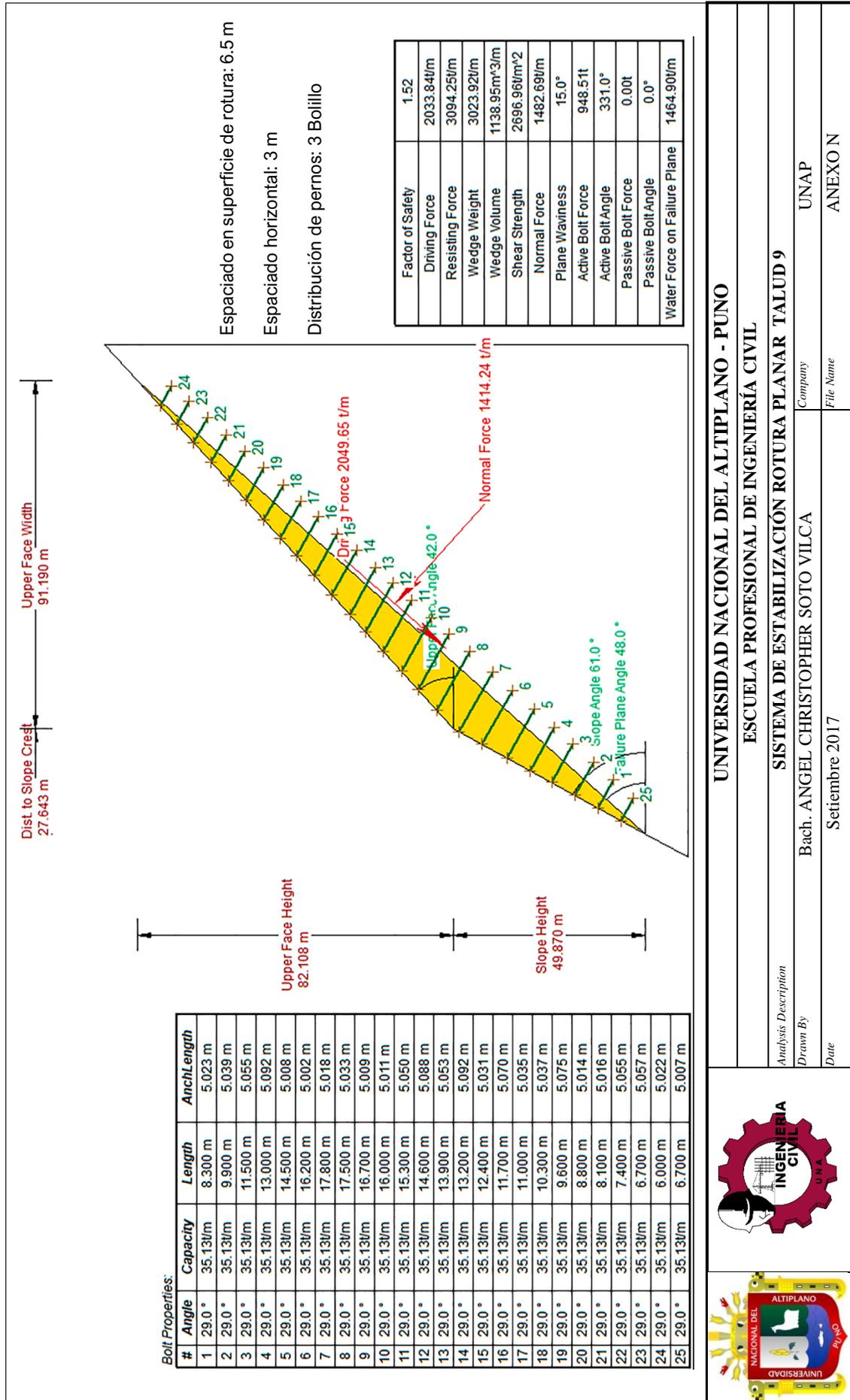
**ANEXO M: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD
POR EL MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS
FINITOS**



**ANEXO N: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD - SISTEMA DE
ESTABILIZACIÓN**



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ROTURA PLANAR TALUD 4
 Analysis Description
 Drawn By: Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA
 Date: Setiembre 2017
 Company: UNAP
 File Name: ANEXO N



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ROTURA PLANAR TALUD 9

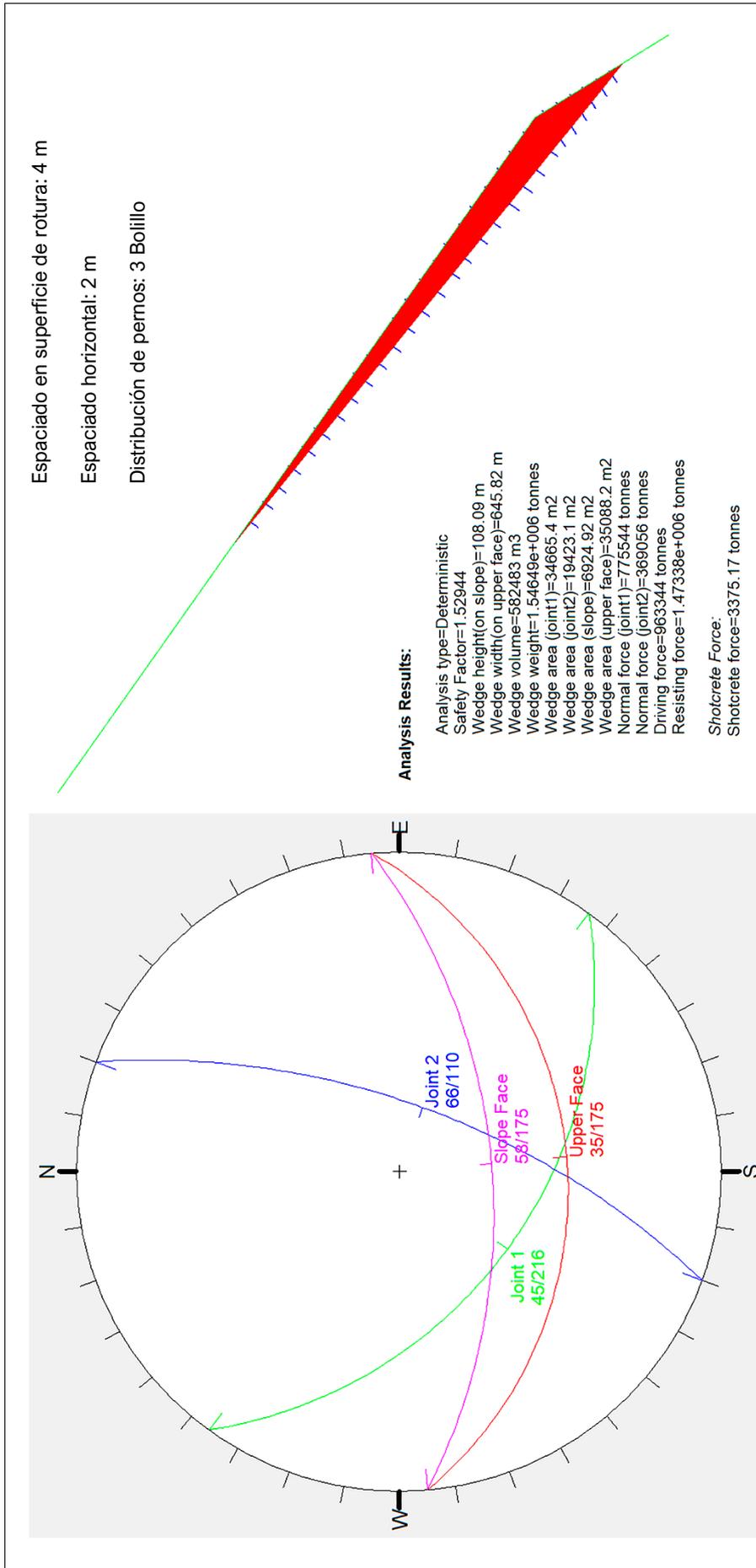
Analysis Description

Drawn By: Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA

Date: Setiembre 2017

Company: UNAP

File Name: ANEXO N



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN ROTURA POR CUÑA TALUD 4	
Analysis Description	UNAP
Drawn By	Company
Date	File Name
Bach. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA	ANEXO N
Setiembre 2017	