

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLOGICA**



**TESIS PROFESIONAL**

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA CARRETERA DE  
ACCESO A LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CARPAPATA III,  
TARMA - JUNÍN**

**Para optar el Título de:  
INGENIERO GEÓLOGO**

**Presentado por:  
Bach. Lady Diana Vigo Becerra.**

**Asesor  
Ing. Roberto Gonzales Yana.**

**2019**

## **AGRADECIMIENTO**

Primero, quiero expresar mi profundo agradecimiento a Dios por darme la fuerza necesaria para afrontar con valor todas las adversidades.

A mis queridos padres por su amor, comprensión, aliento y abnegación durante todos estos años.

A la Universidad Nacional de Cajamarca por haberme brindado una valiosa formación académica y humana, que me ha permitido obtener un trabajo digno.

A la empresa HIDROENERGÍA Consultores en Ingeniería y en especial al Ing. Armando Olazábal, quien me brindó todas las facilidades para desarrollar mi proyecto de tesis.

Valoro mucho la ayuda del Ing. Roberto Gonzáles Yana, por asesorarme en mi tesis de grado y apoyarme decididamente. Asimismo, manifiesto mi gratitud por su apoyo y consejo al Dr. Reinaldo Rodríguez y MCs. Zenón Quispe.

## **DEDICATORIA**

A Dios, quien fortifica constantemente mi mente y alma.

A mis diligentes padres Luis y Elvia, a quienes amo y respeto.

A mis hermanos Rocío, Jimmy y Dennis por su constante apoyo y cariño.

Al ingeniero José, a quien admiro por su afabilidad y avidez de conocimiento.

Diana V.

## CONTENIDO

	Pág.
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>i</b>
<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>ii</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS</b> .....	<b>vi</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>vii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>viii</b>
<b>LISTA DE FOTOS</b> .....	<b>x</b>
<b>LISTA DE PLANOS</b> .....	<b>xi</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>xii</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>xiii</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1. Antecedentes teóricos de la investigación</b> .....	<b>3</b>
2.1.1 Internacionales .....	3
2.1.2 Nacionales.....	4
2.1.3 Locales .....	4
<b>2.2. Bases teóricas</b> .....	<b>4</b>
2.2.1 Factores que influyen en la estabilidad de taludes .....	4
2.2.2 Clasificación de macizos rocosos .....	6
2.2.2.1 Clasificación de la masa de roca (RMR) .....	6
2.2.2.3 Índice de resistencia geológica (GSI).....	6
2.2.2.4 Clasificación del macizo en taludes (SMR) .....	7
2.2.3. Resistencia al corte de los materiales rocosos .....	9
2.2.3.1 Efecto de escala y resistencia de las rocas .....	9
2.2.3.2 Clases de resistencia de las rocas .....	11
2.2.3.3 Resistencia al corte de las discontinuidades .....	11
2.2.3.4 Resistencia de macizos rocosos.....	14
2.2.4. Mecanismos generales de falla de taludes .....	16
2.2.5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	16
2.2.5.1 Análisis Cinemático .....	19
2.2.5.2 Equilibrio Límite (MEL).....	20
2.2.6. Análisis Seudoestático de taludes .....	21
2.2.7. Normativa .....	22
<b>2.3. Definición de términos básicos</b> .....	<b>22</b>
<b>CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS</b> .....	<b>24</b>
<b>3.1. Ubicación de la Investigación</b> .....	<b>24</b>

	Pág.
3.1.1. Geográfica.....	24
3.1.2. Política .....	24
3.1.3. Accesibilidad .....	24
3.1.4. Condiciones Climáticas .....	25
3.1.5. Hidrografía.....	25
3.1.6. Relieve .....	25
<b>3.2. Procedimientos .....</b>	<b>25</b>
3.2.1 Metodología.....	25
3.2.2 Definición de variables .....	26
3.2.3 Técnicas .....	26
3.2.4 Instrumentos y Materiales.....	29
<b>3.3. Marco Geológico Regional .....</b>	<b>32</b>
<b>3.4. Geomorfología.....</b>	<b>32</b>
<b>3.5. Geología Local.....</b>	<b>36</b>
<b>3.6. Geología Estructural.....</b>	<b>37</b>
3.6.1 Estereografía de Estructuras .....	39
<b>3.7. Condiciones Hidrogeológicas .....</b>	<b>42</b>
<b>3.8. Inestabilidades Preexistentes .....</b>	<b>43</b>
<b>3.9. Sismicidad.....</b>	<b>43</b>
3.9.1 Peligro Sísmico .....	45
3.9.2 Coeficiente Sísmico Seudoestático (K) .....	45
<b>3.10. Investigaciones Geotécnicas .....</b>	<b>47</b>
3.10.1 Estaciones Geomecánicas .....	47
3.10.2 Ensayo con Martillo Schmidt tipo L (Esclerómetro).....	47
3.10.3 Ensayo de Refracción Sísmica.....	50
3.10.4 Calicatas.....	51
<b>3.11. Ensayos de laboratorio .....</b>	<b>51</b>
<b>3.12. Caracterización Geotécnica .....</b>	<b>54</b>
3.12.1 Esquistos Regulares (Km. 0+000 – 0+315, Km. 0+500 – 0+735).....	54
3.12.2 Esquistos Malos (Km. 0+735 – Km. 0+870).....	54
3.12.3 Zonas de Falla (Km. 0+315 – Km. 0+500).....	55
3.12.4 Coluvial.....	55
3.12.5 Coluvio – Aluvial .....	55
<b>3.13. Evaluación Geomecánica .....</b>	<b>56</b>
3.13.1 Clasificación Geomecánica de Macizos Rocosos.....	56
3.13.1.1 Clasificación RQD (Rock Quality Designation).....	56
3.13.1.2 Clasificación GSI (Índice de Resistencia Geológica).....	56
3.13.1.3 Clasificación RMR .....	57
3.13.1.4 Clasificación SMR.....	60
3.13.2 Propiedades Geomecánicas de los materiales.....	62
3.13.2.1 Propiedades de la roca intacta.....	62

	Pág.
3.13.2.2 Propiedades del macizo rocoso.....	63
3.13.2.3 Propiedades mecánicas de los suelos.....	64
3.13.2.4 Propiedades mecánicas de las discontinuidades .....	65
3.13.3 Zonificación geomecánica de los taludes .....	67
<b>3.14. Análisis de datos y presentación de resultados.....</b>	<b>69</b>
3.14.1 Metodología de Análisis .....	69
3.14.2 Escenarios de análisis .....	70
3.14.3 Análisis de estabilidad de taludes .....	70
3.14.3.1 Análisis de estabilidad local .....	71
3.14.3.2 Análisis de estabilidad global .....	75
<b>CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>78</b>
<b>4.1. Disquisición del análisis de estabilidad local.....</b>	<b>78</b>
4.1.1 Viabilidad cinemática .....	78
4.1.2 Equilibrio Límite .....	79
4.1.2.1 Falla Planar .....	79
4.1.2.2 Falla en Cuña .....	80
4.1.2.3 Volcamiento (Vuelco de Bloques por flexión).....	81
<b>4.2. Disquisición del análisis de estabilidad global.....</b>	<b>81</b>
4.2.1 Análisis de taludes proyectados en la zona I <sub>1</sub> .....	81
4.2.2 Análisis de taludes proyectados en la zona I <sub>2</sub> .....	82
4.2.3 Análisis de taludes proyectados en la zona I <sub>3</sub> .....	83
<b>4.3. Verificación de resultados.....</b>	<b>86</b>
<b>4.4. Contrastación de la hipótesis .....</b>	<b>86</b>
<b>CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>87</b>
<b>5.1. Conclusiones.....</b>	<b>87</b>
<b>5.2. Recomendaciones.....</b>	<b>88</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>89</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>94</b>
<b>ANEXO 01. Planos .....</b>	<b>95</b>
PLANO P-01. Ubicación .....	95
PLANO P-02. Geológico Regional .....	96
PLANO P-03. Imagen Satelital .....	97
PLANO P-04. Geomorfológico y Pendientes .....	98
PLANO P-05. Geológico Local .....	99
PLANO P-06. Investigaciones Geotécnicas .....	101
PLANO P-07. Zonificación Geomecánica .....	103
PLANO P-08. Secciones Geotécnicas .....	105

<b>ANEXO 02.</b>	Tablas .....	108
Tabla 02-A	Clases de estabilidad según los valores del SMR (Romana, 1985).....	109
Tabla 02-B	Pautas de soporte de taludes basadas en el SMR (Romana, 1985) .....	109
Tabla 02-C	Ángulo de fricción básico para varias rocas no meteorizadas (Ramírez y Alejano, 2004).....	110
Tabla 02-D	Valores indicativos para $m_i$ de algunas rocas (Marinos y Hoek, 2000).....	111
Tabla 02-E	Influencia de la angulosidad y de la granulometría sobre el ángulo de fricción máximo (Lambe y Whitman, 1969).....	112
Tabla 02-F	Valores típicos del ángulo de fricción para arenas y gravas compactas (Carter y Bentley, 1991).....	112
		Pág.
<b>ANEXO 03.</b>	Figuras .....	113
Figura 03-A	Un simple criterio basado en la rugosidad de juntas (JRC) para la resistencia al corte pico. Se muestran diez muestras típicas, junto con sus perfiles de rugosidad (Barton, 2013) .....	114
Figura 03-B	Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de una discontinuidad a partir de medidas con el martillo Schmidt tipo L o esclerómetro (Deere y Miller, 1966) .....	115
<b>ANEXO 04.</b>	Estadillos geomecánicos .....	116
<b>ANEXO 05.</b>	Domocronas y perfiles sísmicos .....	139
<b>ANEXO 06.</b>	Ensayos de laboratorio en suelos .....	153
<b>ANEXO 07.</b>	Ensayos de laboratorio en rocas .....	159
<b>ANEXO 08.</b>	Análisis de estabilidad local .....	175
<b>ANEXO 09.</b>	Análisis de estabilidad global – Slide .....	181

## LISTA DE ABREVIATURAS

$\beta$	Ángulo de anisotropía
c	Cohesión
CE.	Componentes estructurales
CSMR	<i>Continuous Slope Mass Rating</i>
e	Relación de vacíos
$E_i$	Módulo de deformación de la roca intacta
Es	Esquistosidad
$\phi$	Ángulo de fricción
FSi	Factor de seguridad
g	Aceleración de la gravedad
G	Gravedad específica
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado
GM	<i>Silty gravel</i> (Grava limosa)
GP-GM	<i>Poorly graded gravel - Silty gravel</i> (Grava mal graduada – Grava limosa)
GSI	<i>Geological strength index</i> (Índice de resistencia geológica)
GW	<i>Well-graded gravel</i> (Grava bien graduada)
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i> (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas)
$J_1, J_2, J_3$	Juntas principales
JCS	<i>Joint compressive strength</i> (Resistencia a la compresión de la junta)
JRC	<i>Joint roughness coefficient</i> (Coeficiente de rugosidad de la junta)
Km	Kilómetro
M	metro
Mpa	Megapascal
MR	Relación modular
PGA	<i>Peak ground acceleration</i> (Aceleración pico del terreno)
Prof.	Profundidad
RCS	<i>Rock compressive strength</i> (Resistencia a la compresión de la roca)
RQD	<i>Rock quality designation</i> (Designación de la calidad de la roca)
RMR	<i>Rock mass rating</i>
$\sigma_{c90}$	Resistencia a compresión uniaxial en $\beta = 90^\circ$
SMR	<i>Slope mass rating</i>
S <sub>2</sub>	Segunda foliación
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SET	Conjunto o familia de juntas
USGS	<i>United States Geological Survey</i> (Servicio Geológico de los Estados Unidos)
I1	Zona de roca regular
I2	Zona de roca mala
I3	Zona de falla
W13	Cuña formada por la intersección entre el set 1 y el set 3
W24	Cuña formada por la intersección entre el set 2 y el set 4

## LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 2. 1:	Factores significativos en la estabilidad de taludes rocosos .....	5
Tabla 2. 2:	Parámetros de corrección para SMR .....	10
Tabla 2. 3:	Condiciones geométricas de los principales mecanismos de falla de taludes en macizos rocosos .....	18
Tabla 3. 1:	Delimitación del área de estudio .....	24
Tabla 3. 2:	Definición operacional de variables .....	27
Tabla 3. 3:	Resistencia a compresión simple basada en las medidas de rebote del martillo Schmidt tipo L. ....	49
Tabla 3. 4:	Distribución de las líneas sísmicas .....	51
Tabla 3. 5:	Resultados de ensayos de densidad natural mediante el método de cono de arena en calicatas .....	52
Tabla 3. 6:	Ensayos de laboratorio ejecutados en muestras alteradas de suelo .....	53
Tabla 3. 7:	Ensayos de laboratorio ejecutados en muestras superficiales de roca .....	53
Tabla 3. 8:	Observaciones geológicas requeridas para el RMR .....	58
Tabla 3. 9:	Rock Mass Rating (RMR) para diferentes emplazamientos .....	59
Tabla 3. 10:	Resultados de la evaluación del SMR en esquistos regulares .....	60
Tabla 3. 11:	Propiedades mecánicas de rocas esquistosas en torno al acceso .....	63
Tabla 3. 12:	Propiedades mecánicas de rocas esquistosas en torno al acceso .....	64
Tabla 3. 13:	Propiedades mecánicas de los suelos en torno al acceso .....	65
Tabla 3. 14:	Propiedades mecánicas de las discontinuidades en macizos esquistosos de calidad regular .....	66
Tabla 3. 15:	Zonificación geomecánica de los materiales que conforman los taludes .....	68
Tabla 3. 16:	Métodos de análisis de estabilidad de taludes naturales y proyectados .....	69
Tabla 3. 17:	Diferentes escenarios para el análisis de estabilidad de taludes naturales y proyectados .....	70
Tabla 3. 18:	Orientación de los principales sets de juntas .....	71
Tabla 3. 19:	Viabilidad cinemática de la falla de taludes proyectados .....	72
Tabla 3. 20:	Factor de seguridad de fallas con control estructural en taludes proyectados .....	74
Tabla 3. 21:	Análisis de estabilidad global de taludes proyectados .....	76

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1: Índice de resistencia geológica para rocas metamórficas foliadas (Truzman, 2000).....	8
Figura 2.2: Efecto escala en la resistencia de la roca y posibles mecanismos de falla de taludes en macizos rocosos (Sonmez et al., 1998).....	9
Figura 2.3: Efecto de una discontinuidad en la resistencia de una muestra de roca, nótese la relación entre la dirección de la carga y el plano de discontinuidad (Hudson y Harrison, 1997).....	12
Figura 2.4: Modos de falla de taludes en macizos rocosos y condiciones de geología estructural susceptibles de causar estas fallas (Goodman, 1989).....	17
Figura 2.5: Diagrama de flujo que ilustra tres niveles de análisis de taludes rocosos y los modos de falla traslacional / rotacional a los que se aplican (Stead et al., 2006).....	19
Figura 2.6: Método de cálculo del factor de seguridad del bloque deslizante .....	20
Figura 2.7: Fuerzas que actúan en una cuña triangular de suelo sobre la superficie de una falla planar en un análisis de estabilidad de talud seudoestática (Kramer, 1996) .....	21
Figura 3.1: Parámetros que describen las características del macizo rocoso (Wyllie y Mah, 2004) .....	28
Figura 3.2: Sección del Precámbrico a lo largo de la carretera Tarma – San Ramón .....	33
Figura 3.3: Influencia de la tectónica andina sobre la foliación precambriana. A) Diagrama de polos de superficies de foliación. B) Diagrama de rosetas de superficies de foliación .....	39
Figura 3.4. Proyección estereográfica de la estructura del macizo rocoso. A) Diagrama de polos sobre el cual se ha superpuesto los planos medios creados con “set Windows”. B) Diagrama de contornos de densidad de polos .....	41
Figura 3.5: Distribución de isoaceleraciones para la región Junín, considerando un periodo de exposición de 50 años con el 10% de probabilidad de excedencia (periodo de retorno = 500 años). Los valores de aceleración están expresados en unidades de gals. ....	46
Figura 3.6: Diagrama de barras de resistencia a compresión simple de la roca (basada en las medidas de rebote del martillo Schmidt tipo L) .....	48
Figura 3.7: Diagrama Box Plot de resistencia a compresión simple de los labios de las juntas (basada en las medidas de rebote del martillo Schmidt tipo L) .....	50
Figura 3.8: Valores recomendados de GSI para el macizo rocoso y las zonas de falla en esquistos (líneas azules punteadas) .....	58
Figura 3.9: Diagrama de barras por grupos en función a las clasificaciones geomecánicas de las rocas metamórficas en torno al acceso .....	62
Figura 3.10: Análisis de viabilidad cinemática de la falla de los taludes proyectados. A) Sección A-A'. B) Sección G-G' .....	73
Figura 3.11: Función de resistencia anisotrópica generalizada para los materiales que constituyen la Zona I1 .....	76

	Pág.
Figura 4.1: Representación gráfica de los factores de seguridad para falla planar en función a diferentes escenarios de análisis. Las líneas grises representan al Set 3 y las verdes al Set 4 .....	80
Figura 4.2: Vista en perspectiva de una cuña en la sección H-H'. Se observa, en la figura derecha, que el deslizamiento se produce a través del Set 4. La flecha magenta representa a una fuerza externa y la flecha azul representa a la fuerza sísmica pseudoestática .....	81
Figura 4.3: Análisis de la influencia de una falla geológica en la estabilidad global de taludes proyectados (Sección D-D'). La línea de color rojo representa al plano de debilidad .....	84
Figura 4.4: Estabilidad global de un talud proyectado con presencia de una falla geológica (Sección F-F'). La línea de color rojo representa al plano de debilidad .....	85
Figura 4.5: Comparación de los valores de factor de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas .....	86

## LISTA DE FOTOS

Pág.

Foto 3.1:	Principales rasgos geomorfológicos, notándose que dominan las pendientes escarpadas .....	35
Foto 3.2:	Afloramientos del Grupo Huaytapallana en el flanco derecho del río Tarma. La línea punteada da una referencia de la orientación de los planos de foliación de buzamiento de alto grado .....	36
Foto 3.3:	Superficies planares aproximadamente paralelas entre sí, notándose la inclinación subvertical ( $72^\circ$ ) de los planos de foliación .....	38
Foto 3.4:	Principales familias o sets de fracturas en el macizo esquistoso. Es, esquistosidad ; J1 y J2, juntas principales .....	40
Foto 3.5:	Avance de cárcava por deslizamiento de materiales en los taludes naturales de pendiente alta. La línea punteada negra indica el sector que será atravesado por el acceso (Km. 0+760 – Km. 0+780) .....	44
Foto 3.6:	Grieta de tracción semicircular en la cabecera del talud inferior de la carretera Tarma – La Merced. Obsérvese, que ésta ha sido rellenada con lechada de cemento para prevenir los efectos del agua .....	44

## RESUMEN

El acceso hacia la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica Carpapata III, ubicada en la provincia de Tarma – Junín, se desarrolla sobre el talud inferior de la carretera Tarma-La Merced y se emplaza íntegramente en macizos esquistosos precambrianos fracturados y tectonizados. Al modificar las condiciones naturales de los macizos rocosos, para conformar la carretera de acceso y los taludes, pueden originarse desplazamientos que no solo afecten al proyecto durante su construcción, operación y mantenimiento, sino también, a la integridad física de las personas y la seguridad vial. Así, el objetivo de la presente investigación es analizar la estabilidad de los taludes proyectados. Para lo cual, se evaluó los factores geológicos, geotécnicos, sísmicos y geométricos que determinan los variados comportamientos del macizo rocoso, para luego analizar la estabilidad a escala local y global. Este análisis incluye diferentes escenarios o condiciones que simulan la presencia de agua, de cargas dinámicas y sísmicas. El análisis cinemático se empleó para determinar los modos de falla y sus posibles direcciones, y los métodos de equilibrio límite convencionales, para determinar los factores de seguridad de las superficies de deslizamiento críticas que podrían afectar a los taludes proyectados. Los resultados sugieren que los taludes son inestables, con factores de seguridad inferiores a los recomendados por la norma CE.20 del Reglamento Nacional de Edificaciones, por tanto, son necesarias medidas de sostenimiento en las progresivas Km. 0+040 – 0+0100, Km. 0+315 – 0+500, Km. 0+760 - 0+770.

**Palabras Claves:** Comportamiento del macizo, estabilidad, factor de seguridad.

## **ABSTRACT**

Access to the powerhouse of the Carpapata III Hydroelectric Power Plant, located in the province of Tarma - Junin, will be developed on the lower slope of the Tarma - La Merced highway and will be located entirely in very fractured and tectonized Precambrian schist masses. By modifying the natural conditions of the rock masses, to form the access road and the slopes, displacements can occur that not only affect the project during its construction, operation and maintenance, but also, the physical integrity of people and safety vial. Thus, the fundamental purpose of the present investigation is to analyze the stability of the projected slopes. In order to achieve this goal, the geological, geotechnical, seismic and geometric factors that determine the various behaviors of the rock mass were studied, to then analyze the stability at a local and global scale. This analysis includes the evaluation of the slopes in different scenarios or conditions that simulate the presence of water, dynamic and seismic loads. The kinematic analysis was used to determine the modes of failure and their possible directions, and the methods of conventional limit equilibrium, to determine the safety factors of the critical surfaces that could affect the projected slopes. The results of this analysis suggest that the slopes are partially stable, with safety factors lower than those recommended by the standard C.E.20 of the National Building Regulations, therefore, support measures are necessary in the sectors Km. 0+040 – 0+0100, Km. 0+315 – 0+500, Km. 0+760 - 0+770.

**Key Words:** Mass behavior, stability, safety factor

## **CAPÍTULO I**

### **INTRODUCCIÓN**

Como parte de las obras complementarias de la Central Hidroeléctrica Carpapata III, ubicada en la localidad de Matichacra (provincia de Tarma – Junín), se ha proyectado la construcción de un acceso hacia la casa de máquinas sobre el talud inferior de la carretera Tarma – La Merced, en la progresiva Km.70+250. La carretera de acceso posee una longitud de 870 metros y la subrasante está emplazada íntegramente en esquistos cuarcíticos precambrianos fracturados y tectonizados.

La construcción del acceso hacia la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica Carpapata III, modifica las condiciones iniciales del medio rocoso pudiendo traer consigo procesos de desestabilización. En efecto, podrían originarse desplazamientos que no solo afecten al proyecto durante su construcción, operación y mantenimiento, sino también, la integridad física de las personas y la seguridad vial. Por ello, debemos formularnos ¿Cómo influye la combinación de los factores geológicos, geotécnicos, sísmicos y geométricos en la estabilidad de los taludes de la carretera de acceso?

Esta investigación se justifica en que los taludes de la carretera de acceso pueden fallar resultando en significativas consecuencias negativas, incluyendo graves daños a la plataforma de la carretera Tarma – La Merced. Por ende, para evitar pérdidas humanas y económicas se debe analizar la estabilidad local y global de los taludes de la carretera de acceso para luego plantear los sectores con necesidades de sostenimiento.

El presente estudio tiene como limitaciones: la dificultad de acceso a los afloramientos rocosos, siendo algunos sectores inaccesibles por lo escarpado de las laderas y la falta de recursos económicos para realizar sondajes diamantinos que faciliten la evaluación del medio rocoso a profundidad.

El objetivo general de la investigación es analizar la estabilidad de los taludes de la carretera de acceso hacia la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica Carpapata III. Para lo cual, se ha establecido como objetivos específicos: cartografiar la geología local, identificar los factores que influyen en la estabilidad, determinar las propiedades mecánicas del macizo rocoso, identificar los mecanismos de rotura y finalmente calcular los factores de seguridad estáticos y pseudoestáticos de los taludes proyectados a escala local y global.

A fin de estructurar esta investigación, de manera coherente y ordenada, se ha creído conveniente dividirla en cinco capítulos.

En el capítulo I, se aborda el planteamiento del problema, la formulación del problema, la hipótesis, la justificación y las limitaciones de la investigación; así como, los objetivos generales y específicos.

En el capítulo II, se revisan los antecedentes teóricos de la investigación y las bases teóricas que la sustentan. El marco teórico comprende los factores que influyen en la estabilidad, la clasificación de macizos rocosos, la resistencia al corte de los materiales rocosos, los mecanismos generales de falla de taludes, los métodos de análisis de estabilidad y el análisis pseudoestático de taludes.

En el capítulo III, se presentan aspectos generales del ámbito de estudio y se describen detalladamente los métodos y técnicas de investigación empleados. Además, se abordan en subcapítulos los factores que influyen en la estabilidad de los taludes de la carretera de acceso, las investigaciones geotécnicas, los ensayos de laboratorio y la evaluación geomecánica del macizo rocoso y el análisis de estabilidad global y local de taludes.

En el capítulo IV, se explican y discuten los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad local y global de los taludes proyectados. Éstos, se comparan con los mínimos factores de seguridad sugeridos por la norma CE.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Asimismo, se contrasta la hipótesis de la investigación.

En el capítulo V, se presenta las conclusiones y recomendaciones derivadas de los resultados obtenidos.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes Teóricos de la Investigación**

##### **2.1.1 Internacionales**

Behrestaghi *et al.* (1996) en su estudio titulado “Engineering geological and geotechnical responses of schistose rocks from dam project areas in India”, han evaluado las respuestas composicionales, físicas y geotécnicas de cuatro variedades de esquistos (esquisto cuarcítico, esquisto de clorita, esquisto de cuarzo-mica y esquistos de biotita) obtenidos del emplazamiento de dos proyectos hidroeléctricos en las colinas del Himalaya (India). Enfatizando la importancia que tiene la respuesta anisotrópica de los esquistos en el diseño de cualquier proyecto.

Umrao *et al.* (2011) en su investigación denominada “Stability Analysis of Cut Slopes Using Continuous Slope Mass Rating and Kinematic Analysis in Rudraprayag District, Uttarakhand”, han empleado para el análisis de estabilidad de taludes la técnica del SMR Continuo (CSMR). Asimismo, han identificado los diferentes tipos de fallas y sus posibles direcciones, mediante análisis cinemáticos.

Singh *et al.* (2014), en el estudio llamado “Stability evaluation of road-cut slopes in the Lesser Himalaya of Uttarakhand, India: conventional and numerical approaches”, han realizado un análisis de estabilidad de taludes en carreteras a lo largo de aproximadamente 20 Km., empleando métodos de equilibrio límite y numéricos. Logrando identificar los taludes potencialmente vulnerables desde Rudraprayag hasta Agastmuni en el estado de Uttarakhand en India.

### **2.1.2 Nacionales**

Megard *et al.* (1979) elaboraron el “Estudio geológico de los Andes del Perú” en el que exponen las características generales del Precambriano de la Cordillera Oriental en el centro del país. Este estudio menciona que la más evidente de las estructuras precambrianas es una foliación muy nítida.

Megard *et al.* (1996) en el estudio geológico (a escala regional) denominado “Geología de los cuadrángulos de Tarma, La Oroya y Yauyos” hacen énfasis en la secuencia estratigráfica, que comprende unidades desde el Precámbrico hasta el Cuaternario, mencionando algunas particularidades del complejo metamórfico del Huaytapallana.

### **2.1.3 Locales**

Hidroenergía S.R.L. (2013) realizó el “Estudio Geológico - Geotécnico y Diseño del Túnel Yanango, Tarma - Perú”. Elaborando un modelo geológico-geotécnico del emplazamiento del túnel Yanango y las obras conexas, en base a investigaciones detalladas de campo y laboratorio.

## **2.2. Bases Teóricas**

### **2.2.1 Factores que Influyen en la Estabilidad de Taludes**

Ulusay (2013), menciona que un modelo geológico de ingeniería integral es fundamental en la evaluación de la estabilidad de taludes en roca. El modelo geológico debe estar basado en cinco factores principales, tales como: la litología, la estructura, el estado de degradación, las condiciones hidrogeológicas imperantes en las laderas rocosas y la correcta selección de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso. Las fuerzas externas, tales como las cargas dinámicas debidas a terremotos, son importantes en taludes ubicados en regiones propensas a movimientos sísmicos.

La Tabla 2.1, sintetiza las particularidades de algunos de los factores geológicos más importantes en el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos.

**Tabla 2. 1:** Factores significativos en la estabilidad de taludes rocosos

<b>Factor significativo en la estabilidad</b>		<b>Parámetro a medir</b>
<b>Litología</b>	La naturaleza del material en el cual el talud es excavado está íntimamente vinculada con el tipo de rotura que puede sufrir.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Composición mineralógica.</li> <li>- Textura.</li> <li>- Tamaño de grano.</li> <li>- Disposición de los estratos.</li> </ul>
<b>Estructura de la roca</b>	La estructura del macizo rocoso queda definida por la configuración espacial de los sistemas de discontinuidades, que representan planos preferenciales de rotura (Hudson y Harrinson 1997).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Estructuras mayores y menores (fallas, plegamientos, planos de estratificación, foliación, diaclasas, etc.)</li> </ul>
<b>Meteorización</b>	Sobrepuestos a la litología y a las estructuras, los efectos físicos y químicos de la meteorización pueden ser predominantes en el control de los modos de falla de la pendiente de la roca.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tipo,</li> <li>- Grado,</li> <li>- Producto y</li> <li>- Profundidad del deterioro.</li> </ul>
<b>Condiciones Hidrogeológicas</b>	La presión de agua en una masa de roca reduce las tensiones efectivas sobre las discontinuidades y la matriz de la roca con una consiguiente reducción de la resistencia al corte.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Comportamiento hidrogeológico de los materiales.</li> <li>- Presencia de niveles freáticos y piezométricos.</li> <li>- Flujo de agua en el talud.</li> </ul>
<b>Parámetros de resistencia</b>	Basados en el efecto de escala (ver ítem 2.2.3.1) y las condiciones geológicas de los taludes rocosos, es necesario usar las propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades o del macizo rocoso.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistencia a la compresión simple.</li> <li>- Cohesión.</li> <li>- Angulo de fricción</li> <li>- Deformabilidad.</li> </ul>
<b>Sismicidad</b>	En los taludes, los movimientos sísmicos pueden generar fuerzas dinámicas horizontales y verticales significativas y aumentar el esfuerzo de corte en superficies de falla potenciales.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sismicidad histórica.</li> <li>- Magnitud.</li> <li>- Aceleraciones máximas (horizontal y vertical)</li> <li>- Coeficiente sísmico.</li> </ul>
<b>Inestabilidades preexistentes</b>	La presencia de inestabilidades naturales preexistentes puede hacer inviable la excavación.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tipo de movimiento.</li> <li>- Dimensiones.</li> <li>- Actividad.</li> </ul>
<b>Geometría del talud</b>	La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud definen los posibles modos de falla.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Altura.</li> <li>- Inclinación.</li> <li>- Orientación.</li> </ul>

**Fuente:** Ulusay, 2013; Hudson y Harrinson, 1997.

## 2.2.2 Clasificación de Macizos Rocosos

### 2.2.2.1 Clasificación de la Masa de Roca (RMR)

El sistema Rock Mass Rating (RMR) fue desarrollada por Bieniawski durante 1972 – 1973. Fue modificada a lo largo de los años, a medida que más historias de casos se hicieron disponibles, para cumplir con las normas y procedimientos internacionales.

#### **Obtención de la data de campo:**

Para determinar la calidad del macizo rocoso, éste se divide en dominios estructurales, es decir, en zonas limitadas por discontinuidades geológicas, dentro de las cuales la estructura es más o menos homogénea. Después que las regiones estructurales han sido identificadas, los parámetros de clasificación para cada región son determinados de medidas en el campo y registrados en una hoja de datos (Bieniawski 1989).

#### **Estimación del Rock Mass Rating (RMR):**

Los siguientes seis parámetros son usados para clasificar el macizo rocoso usando el sistema RMR: resistencia a compresión simple del material rocoso, rock quality designation (RQD), espaciado de las juntas, condición de las juntas, condición del agua subterránea y orientación de las discontinuidades.

Las calificaciones de los cinco primeros parámetros se suman para obtener lo que se denomina RMR básico. El RMR final, se calcula con la siguiente expresión:

$$RMR_{final} = RMR_{básico} + [Ajuste \text{ para la orientación de las juntas}]$$

### 2.2.2.2 Índice de Resistencia Geológica (Geological Strength Index: GSI)

El GSI es el primer punto de entrada dentro del sistema de Hoek - Brown para estimar las propiedades mecánicas del macizo rocoso. La clasificación GSI se estima a partir del examen visual de dos de las características físico - mecánicas de un macizo rocoso: la macro estructura y la condición de las superficies de las discontinuidades.

La tabla GSI original introducida por Hoek (1994) ha tenido varias modificaciones, siendo la última versión la de Hoek, Marinos y Benissi (1998). Según Truzman (2000), la tabla GSI no se adaptaba bien a las rocas metamórficas observadas en los túneles en varios proyectos ferroviarios en Venezuela; por esta razón, desarrolló una nueva tabla GSI con modificaciones menores (ver figura 2.1), que incluyen afloramientos con diferentes porcentajes de foliados y no foliados. En 2007, el autor realizó una modificación adicional para incluir a los macizos rocosos metamórficos no foliados.

### 2.2.2.3 Clasificación del Macizo en Taludes (Slope Mass Rating: SMR)

Para evaluar la estabilidad de taludes en un macizo rocoso, Romana (1985, 1993, 1995) propuso un sistema de clasificación denominado Slope Mass Rating (SMR). El índice geomecánico SMR se calcula sumando cuatro factores de corrección al RMR básico (ver Tabla 2.3). Se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$SMR = RMR_{básico} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (2.1)$$

Donde:

$RMR_{básico}$  = es evaluado de acuerdo con Bieniawski (1989) mediante la suma de la calificación de cinco parámetros (Ver Sección 2.2.2.1).

$F_1, F_2$  y  $F_3$  = son factores de ajuste relacionados a la orientación de las juntas con respecto a la orientación del talud.

$F_4$  = es el factor de corrección por el método de excavación.

### Factores de ajuste del SMR

El cálculo de los factores de ajuste del SMR se presentan en la Tabla 2.2. Para facilitar el cómputo de estos factores, Riquelme *et al.* (2014) desarrollaron la herramienta SMRTool para la aplicación de la clasificación geomecánica Slope Mass Rating. Ésta permite calcular los factores de ajuste  $F_1, F_2$  y  $F_3$  de los vectores “dip” del talud y la discontinuidad (o la línea de intersección de planos, en el caso de la cuña). Además, calcula automáticamente los ángulos auxiliares A, B y C, así como el tipo de falla (cuña, planar o vuelco). Finalmente, presenta la clasificación SMR indicando su descripción, estabilidad, modos de falla y sistema de sostenimiento recomendado por Romana (1985).

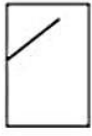





INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI) PARA LAS ROCAS METAMÓRFICAS DE LA CORDILERA DE LA COSTA DE VENEZUELA A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del GSI de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI=38. También es importante reconocer que el criterio de hoek-brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de hoek-brown no debería ser utilizado.		BRECHADA/CIZALLADA				
ESTRUCTURA		DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE →				
	INTACTA O MASIVA: macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación. Ej. Cuarzitas, anfíbolitas o mármoles	90	80	N/A	N/A	N/A
	POCO FOLIADA: macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas. Ej. Cuarzita fracturada intercalada ocasionalmente con esquistos y/o filitas	70	60			
	MODERADAMENTE FOLIADA: macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes. Ej. Intercalaciones de esquistos y/o filitas con mármoles fracturados en proporción similar	50	40			
	FOLIADA: macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas. Ej. Esquistos y/o filitas muy fracturadas intercaladas ocasionalmente con mármoles lenticulares	30	20			
	MUY FOLIADA: macizo rocoso plegado, altamente fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas. Ej. Esquistos y/o filitas muy fracturadas sin la presencia de mármoles, gneises o cuarzitas	10	5			
	BRECHADA/CIZALLADA: macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoide. Ej. Brecha de falla o zona influenciada por fallas cercanas	N/A	N/A			

Figura 2.1: Índice de resistencia geológica para rocas metamórficas foliadas (Truzman, 2000).

## Clases de estabilidad de taludes y medidas de soporte

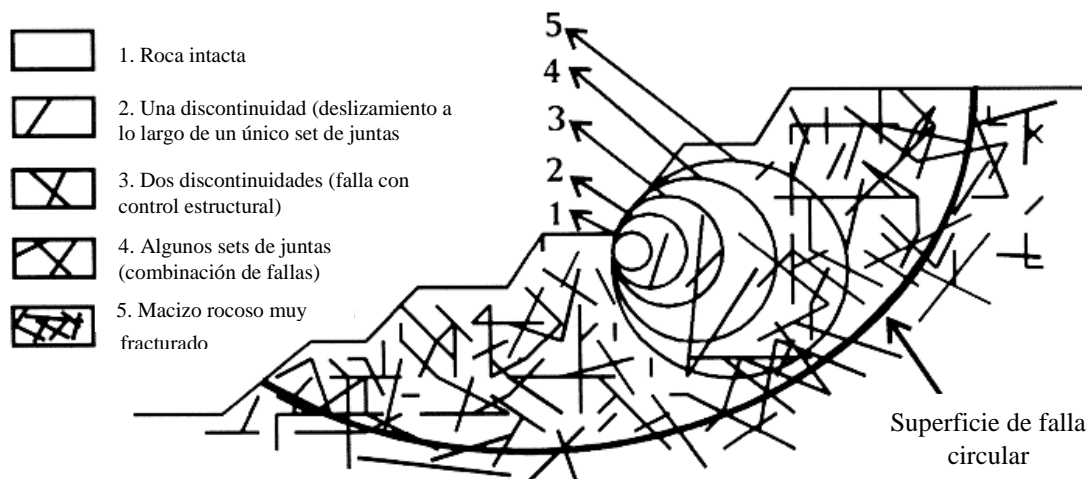
De acuerdo con el valor del índice SMR, Romana (1985) define cinco clases de estabilidad. Estas son expuestas en la Tabla 02-A (Anexo 02).

Muchas medidas de sostenimiento se pueden usar para soportar un talud, para ello es necesario tanto un estudio detallado como una buena ingeniería. En la Tabla 02-B (Anexo 02), se presentan algunas pautas para el soporte de taludes basadas en el SMR.

### 2.2.3 Resistencia al Corte de los Materiales Rocosos

#### 2.2.3.1 Efecto de Escala y Resistencia de las Rocas

Generalmente, a escala local las discontinuidades son más influyentes que las propiedades de la roca intacta, siendo comunes los mecanismos de roturas planas y cuñas, los cuales son controlados por las discontinuidades. Cuando la escala se incrementa, mecanismos de rotura más complejos son desarrollados, pudiendo producirse una rotura que combina el deslizamiento a través de las discontinuidades y la rotura por corte a través de la roca intacta.



**Figura 2.2:** Efecto escala en la resistencia de la roca y posibles mecanismos de falla de taludes en macizos rocosos (Sonmez *et al.*, 1998).

Esta discusión demuestra que la elección de una apropiada resistencia al corte de un talud depende en gran medida de la escala relativa entre la superficie deslizante y la estructura geológica (ver figura 2.2).

**Tabla 2. 2:** Parámetros de corrección para SMR

TIPO DE FALLA			Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	A	$ \alpha_j - \alpha_s $	$> 30^\circ$	30–20°	20–10°	10–5°	$< 5^\circ$
T		$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $					
W		$ \alpha_i - \alpha_s $					
P/T/W	$F_1$		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P/W	B	$ \beta_j $ or $ \beta_i $	$< 20^\circ$	20–30°	30–35°	35–45°	$> 45^\circ$
P/W	$F_2$		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T			1.00				
P	C	$\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	10–0°	0°	0–(–10°)	$< (-10^\circ)$
W		$\beta_i - \beta_s$					
T		$\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	110–120°	$> 120^\circ$	—	—
P/T/W	$F_3$		0	–6	–25	–50	–60
<b>Método de excavación (<math>F_4</math>)</b>							
	Talud natural		+15	Voladura o excavación mecánica		0	
	Precorte		+10	Voladura deficiente		–8	
	Voladura suave		+8				

Notaciones:

P: rotura planar; T: rotura por vuelco, W: rotura en cuña;  $\alpha_j$ : dirección de buzamiento de la discontinuidad;  $\alpha_i$ : dirección de inmersión (plunge direction) de la línea de intersección;  $\alpha_s$ : dirección de buzamiento del talud.  $\beta_j$ : buzamiento de la discontinuidad;  $\beta_i$ : inmersión (plunge) de la línea de intersección;  $\beta_s$ : buzamiento del talud.

**Fuente:** Singh y Goel, 1999

### 2.2.3.2 *Clases de Resistencia de las Rocas*

En esencia en todo análisis de estabilidad de taludes es necesario usar las propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades o del macizo rocoso (ver figura 2.2), basándose en los efectos de escala y las condiciones geológicas expuestas en las secciones anteriores.

### 2.2.3.3 *Resistencia al Corte de las Discontinuidades*

Generalmente, las discontinuidades suelen tener una resistencia a la tracción muy baja y una resistencia al corte que es, en la mayoría de las circunstancias, significativamente menor que la del material rocoso intacto circundante (Zhang 2016). A continuación, se describen los modelos de resistencia al corte más usados.

#### A. Modelo de Mohr – Coulomb

El modelo de Mohr-Coulomb puede utilizarse para discontinuidades planas y limpias (sin relleno). La resistencia al corte pico de una discontinuidad está definida por la ecuación:

$$\tau = c_w + \sigma'_n \tan \phi_w \quad (2.2)$$

Donde:

$\tau$  = es la resistencia al corte de la discontinuidad.

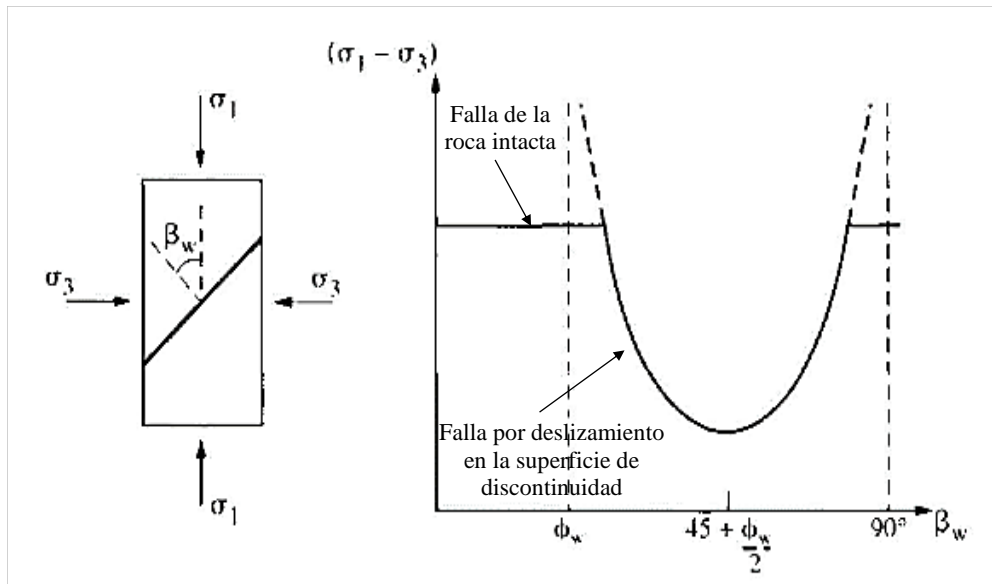
$c_w$  y  $\phi_w$  = son la cohesión y el ángulo de fricción de la discontinuidad, respectivamente (en condiciones efectivas).

$\sigma'_n$  = es el esfuerzo normal efectivo en el plano de discontinuidad.

La resistencia al corte residual se representa por la expresión:  $\tau = \sigma'_n \tan \phi_r$ . En este caso la cohesión será nula, ya que, una vez superada la resistencia pico se pierde el efecto cohesivo del material cementante.

La resistencia de una muestra de roca depende de la orientación de la discontinuidad, por ejemplo: en la Figura 2.3, se observa que cuando la discontinuidad es paralela o perpendicular a la carga aplicada, la resistencia al corte es alta; sin embargo, en algunos ángulos, la discontinuidad reducirá significativamente la resistencia de la muestra (nótese

que la resistencia más baja ocurre cuando la tensión normal a la discontinuidad se inclina en un ángulo de  $45^\circ + (\phi^\circ/2)$  con el esfuerzo principal mayor aplicado).



**Figura 2.3:** Efecto de una discontinuidad en la resistencia de una muestra de roca, nótese la relación entre la dirección de la carga y el plano de discontinuidad (Hudson y Harrison, 1997).

## B. Modelo de Barton

De acuerdo con el modelo de Barton y sus colaboradores (Barton y Choubey, 1977; Barton *et al.*, 1985), la resistencia al corte  $\tau$  de una discontinuidad sometida a una tensión normal efectiva  $\sigma'_n$  viene dada por:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ \text{JRC} \log \left( \frac{\text{JCS}}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.3)$$

Donde:

JRC = Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad,

JCS = Resistencia a la compresión de la junta y

$\phi_r$  = Ángulo de fricción residual de la discontinuidad.

### Estimaciones del Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (JRC)

El coeficiente JRC depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad, y varía entre 1 y 20. Se puede estimar mediante.

- La comparación visual de los perfiles de rugosidad reales con el conjunto de perfiles estándar propuesto por Barton (2013) , ver Figura 03-A (Anexo 03).
- El ensayo Tilt Test. Para ello se toman dos bloques de roca asociados a los labios de una discontinuidad o bien testigos de sondeos.

### **Estimación de la Resistencia a la compresión de la junta (JCS)**

Se puede obtener realizando pruebas de martillo de Schmidt (tipo L) sobre las superficies de la discontinuidad y aplicando la expresión propuesta por Miller, citado por Barton y Choubey (1977):

$$\log_{10}(\sigma_c) = 0,00088 \gamma_{roca} r + 1,01 \quad (2.4)$$

Donde:

$\sigma_c$  = resistencia a la compresión no confinada (MN/m<sup>2</sup>). El valor de  $\sigma_c$  representa el valor de JCS.

$\gamma$  = peso específico seco de la roca (KN/m<sup>3</sup>)

$r$  = valor del rebote del esclerómetro sobre la superficie de la junta. Este número debe corregirse según la posición del esclerómetro con respecto a la discontinuidad.

Asimismo para representar la fórmula 2.4, se utiliza el ábaco propuesto por Deere y Miller (1966), véase la Figura 03-B (Anexo 03).

### **Estimación del ángulo de fricción**

Generalmente, las paredes de la junta están alteradas y por lo tanto el ángulo de fricción residual  $\phi_r$  será inferior al ángulo de la roca sana  $\phi_b$  . Para su evaluación se emplea la fórmula:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (2.5)$$

Donde:

$\phi_b$  = es el ángulo de fricción básico de la roca obtenido mediante ensayos Tilt test y con ensayos de corte directo en laboratorio sobre superficies de roca sanas, lisas y secas. También puede ser estimado con la ayuda de la Tabla 02-C (Anexo 02).

$R$  = es el valor del rebote del martillo Schmidt en superficies no alteradas de la misma roca.

$r$  = es el valor del rebote del esclerómetro en superficies húmedas y meteorizadas.

### 2.2.3.4 Resistencia de Macizos Rocosos

#### A. Criterio de rotura de Hoek-Brown Generalizado (HBG)

Este criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado (Hoek *et al.* 2002) se formula en términos de los esfuerzos principales mayor y menor. Se expresa como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.6)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2.7)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (2.8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.9)$$

Donde:

$\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  = son las tensiones principales máximas y mínimas efectivas.

$\sigma_{ci}$  = es la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta.

$GSI$  = es el índice de resistencia geológica.

$m_b$  = es el valor de la constante de Hoek-Brown para el macizo rocoso, depende de la constante de Hoek-Brown de la roca intacta ( $m_i$ ). Valores indicativos de  $m_i$  para algunas rocas se adjuntan en la Tabla 02-D (Anexo 02).

$s$  y  $a$  = son constantes intrínsecas del macizo rocoso.

$D$  = es un factor que depende del grado de perturbación al cual ha estado sometido el macizo rocoso.

La versión 2002 del criterio de Hoek – Brown ha considerado el factor de perturbación “D”, para tomar en cuenta la influencia de los daños causados por las explosiones en las propiedades del macizo rocoso de la superficie cercana. Este factor varía desde 0 para macizos rocosos in-situ intactos hasta 1 para macizos rocosos altamente perturbados. El valor del parámetro D no se puede cuantificar, por lo tanto, los resultados que éste se indican son estimativos.

Como se observa en las ecuaciones (2.7), (2.8) y (2.9) el criterio de falla de Hoek y Brown es sensible a las incertidumbres en el GSI y el factor de perturbación D, esta dependencia

ha sido estudiada por Ván y Vásárhelyi (2013). Por lo que, se requiere de experiencia y criterio para lograr estimaciones confiables de estos dos parámetros.

#### B. Determinación de los parámetros de Mohr-Coulomb

Hoek *et al.* (2002) proponen utilizar un ajuste basado en una regresión lineal de la ecuación (2.13) para un intervalo de valores de la tensión principal menor definido por  $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$ . El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb. Esto da lugar a las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción  $\phi'$  y la resistencia cohesiva  $c'$ :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.10)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.11)$$

Siendo:

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$$

Para estimar el valor de  $\sigma'_{3max}$  (límite superior de la tensión de confinamiento sobre el que se ha considerado la relación entre los criterios de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb) en estudios de taludes, se sugiere aplicar la ecuación:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (2.12)$$

Donde:

$\gamma$  = peso específico del macizo rocoso,

$H$  = altura del talud,

$\sigma_{cm}$  = resistencia del macizo rocoso.

#### C. Módulo de deformación ( $E_m$ )

Hoek y Diederichs (2006) basándose en datos de un gran número de mediciones in situ de China y Taiwán, han propuesto las siguientes relaciones empíricas para estimar el valor del módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_m$ ):

$$E_m [MPa] = \begin{cases} E_i \left( 0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \Rightarrow \text{Ec. Generalizada} & (2.13) \\ 100\,000 \left( \frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{75+25D-GSI}{100}\right)}} \right) \Rightarrow \text{Ec. Simplificada} & (2.14) \end{cases}$$

Donde:  $E_i$  es el módulo de deformación de la roca intacta.

#### D. Coeficiente de Poisson del macizo rocoso ( $\nu_m$ )

Ramírez y Alejano (2004), con respecto al coeficiente  $\nu_m$  del macizo rocoso, mencionan que su influencia sobre los resultados de las simulaciones suele ser bastante pequeña, al mismo tiempo que lo es su rango de variabilidad natural (0.15 – 0.45), por lo cual, no se suele dar demasiada atención a su estimación.

### 2.2.4 Mecanismos Generales de Falla de Taludes

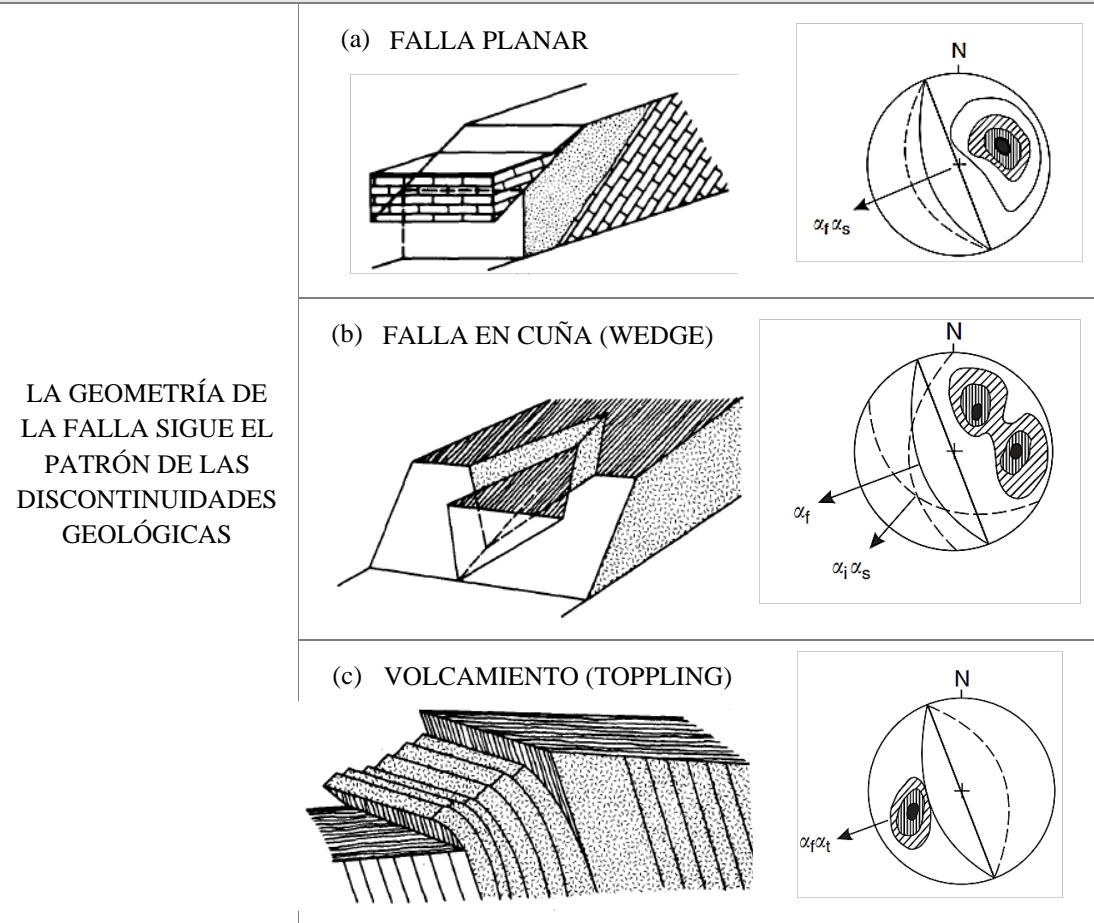
Los cuatro diagramas de la figura 2.4 ilustran los mecanismos que tradicionalmente se consideran como los modelos de falla más frecuentes en taludes rocosos. Es necesario indicar que, incluso para la misma geometría global, pueden ser posibles diferentes mecanismos de falla potencial (Hencher, 2015).

En la Tabla 2.3 se presentan las principales condiciones geométricas que deben cumplirse para que exista la probabilidad de rotura planar, en cuña o volcamiento. Por otro lado, las fallas circulares pueden acontecer en macizos rocosos poco competentes y en macizos muy alterados o altamente fracturados. Cuando el macizo rocoso tiene varias familias de discontinuidades, más otras discontinuidades aleatorias que en total forman partículas de rocas de distintas dimensiones en el mismo, es posible asumir que el material es homogéneo y continuo. Bajo esta condición se puede adoptar el criterio de rotura de Hoek-Brown para macizos rocosos (Suárez, 2016).

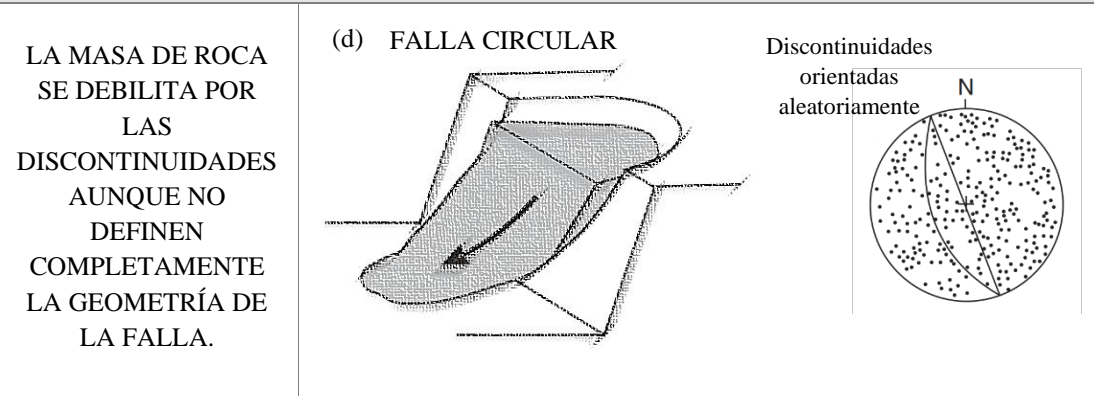
### 2.2.5 Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

Existen varias técnicas convencionales y numéricas que se usan para evaluar la estabilidad de taludes rocosos (Stead *et al.*, 2006), las más comunes se esquematizan en la figura 2.5.

## FALLA ESTRUCTURAL






## FALLA NO ESTRUCTURAL



SIMBOLOGÍA		Concentración de polos	LEYENDA	$\alpha_f$ = Dirección de buzamiento del talud
		Gran círculo que representa la cara del talud.		$\alpha_s$ = Dirección del deslizamiento
		Gran círculo que representa el plano correspondiente a los centros de concentraciones de polos		$\alpha_t$ = Dirección de vuelco
				$\alpha_i$ = Dirección de buzamiento de la línea de intersección

**Figura 2.4:** Modos de falla de taludes en macizos rocosos y condiciones de geología estructural susceptibles de causar estas fallas (Goodman, 1989).

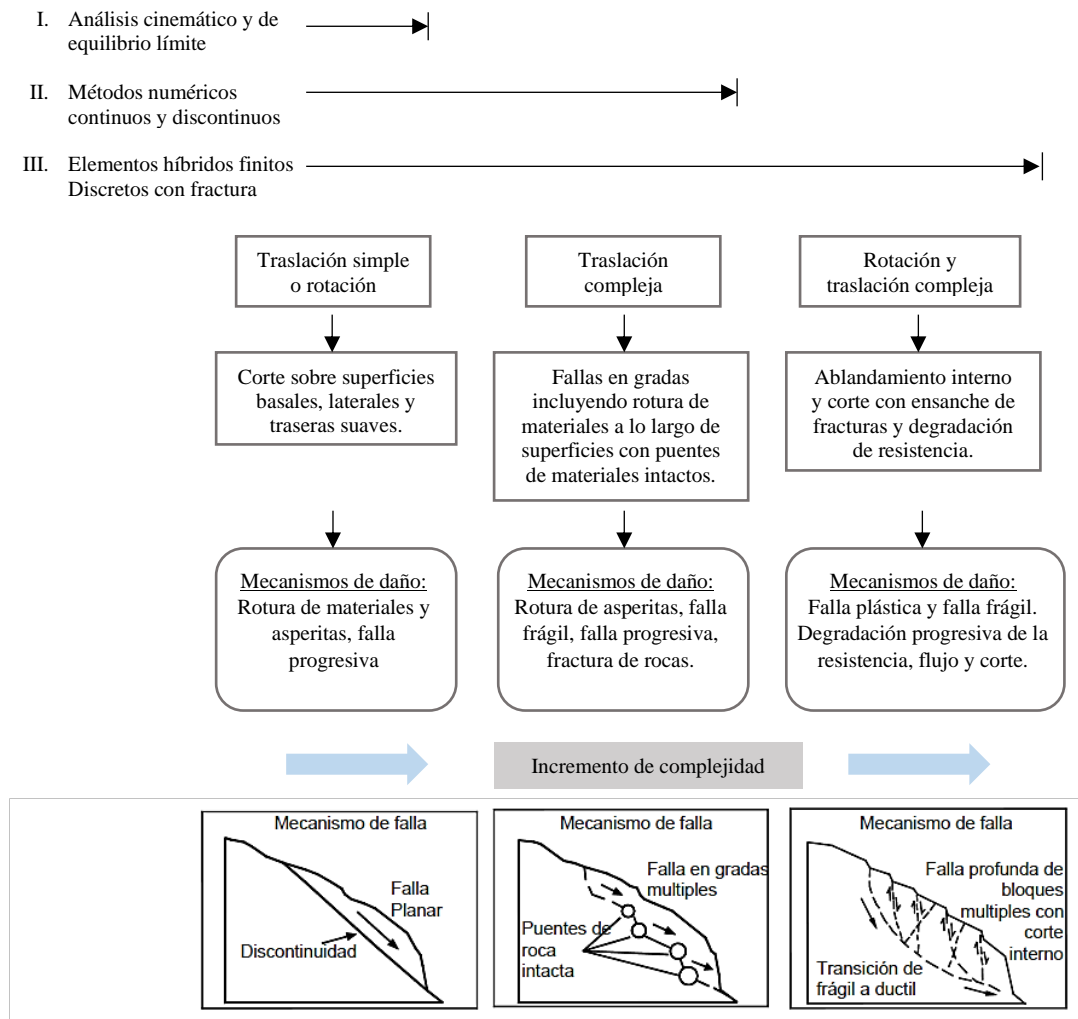
**Tabla 2. 3:** Condiciones geométricas de los principales mecanismos de falla de taludes en macizos rocosos

Mecanismo de Falla	Esquema	Descripción	Comentarios	Condiciones Geométricas
<b>Falla planar</b>		La falla plana ocurre cuando una discontinuidad buza en una dirección cercana al de la cara del talud y la magnitud de los buzamientos son mayores que el ángulo de fricción para la discontinuidad.	Para que el falla plana ocurra en taludes, debe haber superficies de liberación lateral que permitan que un bloque de tamaño finito se deslice fuera de la cara. Una situación peligrosa se crea cuando la cara es convexa; en tal caso, es posible que la cara excavada actúe como superficies de liberación.	$ \alpha_f - \alpha_j  \leq 20$ $\psi_j < \psi_f$ $\phi_j < \psi_j$
<b>Falla en cuña</b>		La falla en cuña ocurre cuando la orientación de dos discontinuidades da como resultado una línea de intersección que buza en una dirección cercana al de la cara del talud y el buzamiento de esta línea es significativamente mayor que el ángulo de fricción para las discontinuidades.	Este es el modo de falla más peligroso ya que no se requieren superficies de liberación.	$\psi_i < \psi_f$ $\phi_j < \psi_i$
<b>Falla por vuelco</b>		Esto ocurre comúnmente cuando hay un conjunto de discontinuidades estrechas que buzando en un ángulo relativamente empinado en la cara.	Este tipo de falla a menudo resulta en movimientos graduales detrás de la cara a una distancia de hasta cinco veces la altura de pendiente.	$\alpha_j > \alpha_f + 150^\circ$ $\alpha_j < \alpha_f + 210^\circ$ $\psi_f > (90^\circ - \psi_j) + \phi_j$

Notaciones:

$\alpha_f$  = Dirección de buzamiento del talud;  $\alpha_j$  = Dirección de buzamiento del plano de discontinuidad;  $\alpha_i$  = Dirección de buzamiento de la línea de intersección;  $\psi_f$  = Buzamiento del talud;  $\psi_j$  = Buzamiento del plano de discontinuidad;  $\psi_i$  = Buzamiento de la línea de intersección y  $\phi_j$  = Ángulo de fricción.

**Fuente:** Simons *et al.*, 2001 y Hearn, 2011.



**Figura 2.5:** Diagrama de flujo que ilustra tres niveles de análisis de taludes rocosos y los modos de falla traslacional / rotacional a los que se aplican (Stead *et al.*, 2006).

### 2.2.5.1 Análisis Cinemático

Se refiere a la viabilidad cinemática de la falla del talud, definida por la orientación de las discontinuidades principales en relación con la topografía del talud. Los “stereonets” son el principal medio por el cual se puede evaluar la cinemática de los diferentes mecanismos de falla mencionados en la sección anterior. Por ejemplo, el programa DIPS (Rocscience 2001) permite la visualización y determinación de la viabilidad cinemática de las pendientes de roca utilizando conos de fricción, “daylight” y “toppling envelopes”, además del análisis gráfico y estadístico de las propiedades de las discontinuidades.

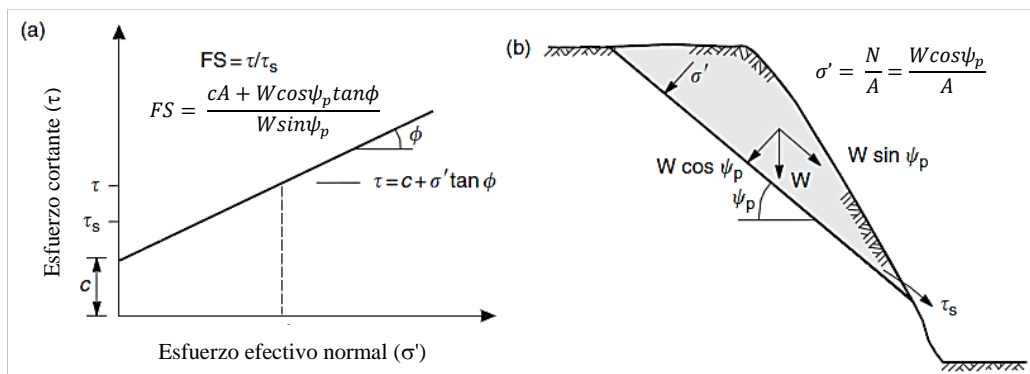
### 2.2.5.2 Equilibrio Límite (MEL)

En equilibrio límite, todos los puntos están al borde de la falla. En este momento, las fuerzas actuantes son iguales a las fuerzas resistentes que se oponen al movimiento, y el factor de seguridad es igual a la unidad. Cuando las fuerzas resistentes de un talud son mayores que las fuerzas actuantes, el factor de seguridad es mayor que la unidad y el talud es estable; en caso contrario, el talud es inestable (Kliche, 1999).

Para roturas en roca se usan las técnicas de equilibrio límite con el fin de calcular los Factores de Seguridad ( $FS_i$ ) para roturas planas y en cuña (ver figura 2.6). Las ecuaciones relevantes se dan en Hoek y Bray (1981).

Es preciso mencionar que en aquellos macizos rocosos con planos de debilidad muy marcados en una determinada dirección, como los planos de foliación, es común el mecanismo de vuelco de bloques por flexión. Este, puede analizarse siguiendo el método propuesto por Adhikary *et al.* 1997 para la obtención preliminar del Factor de Seguridad.

Para masas de roca extremadamente débiles o materiales similares al suelo se utilizan métodos iterativos de tajadas o rebanadas (con superficies de fallas circulares, compuestas o especificadas). En este método, la estabilidad del material sobre la superficie de deslizamiento se analiza considerando el equilibrio estático de las rebanadas individuales y el equilibrio completo del talud. Además, asume una serie de superficies de deslizamiento diferentes y calcula el factor de seguridad para cada una de ellas; con el fin de encontrar una superficie de deslizamiento crítica con un factor mínimo de seguridad.

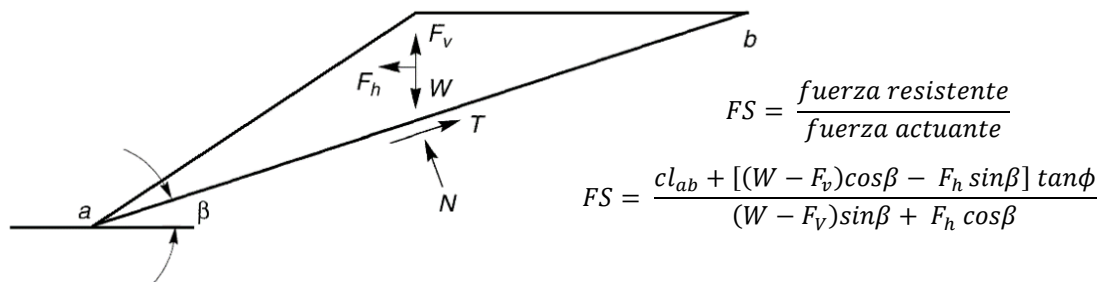


**Figura 2.6:** Método de cálculo del factor de seguridad del bloque deslizante: (a) Diagrama de Mohr que muestra la resistencia al corte definida por la cohesión "c" y el ángulo de fricción "φ"; (b) resolución de la fuerza W debido al peso del bloque (Wyllie y Mah, 2004).

Los diferentes métodos de equilibrio límite (Bishop modificado, Janbu simplificado, Morgenstern-Price, Spencer, entre otros) difieren principalmente en los supuestos requeridos para hacer que el problema este estáticamente determinado. El programa de estabilidad de taludes más utilizado es el SLIDE (Rocsience, 2010).

### 2.2.6 Análisis Seudoestático de Taludes

Los movimientos sísmicos inducen tensiones dinámicas normales y de corte a lo largo de posibles superficies de falla dentro de un talud. Cuando se superponen las tensiones de corte dinámicas sobre las tensiones de corte estáticas preexistentes, pueden sobrepasar la resistencia del suelo o roca y producir inestabilidad inercial del talud (Kramer, 1996).



**Figura 2.7:** Fuerzas que actúan en una cuña triangular de suelo sobre la superficie de una falla planar en un análisis de estabilidad de talud seudoestática (Kramer, 1996).

El análisis seudoestático representa los efectos de la sacudida de un sismo por las aceleraciones seudoestáticas que producen fuerzas de inercia,  $F_h$  y  $F_v$  que actúan a través del centroide de la masa de falla (Figura 2.7). Las magnitudes de estas fuerzas son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = K_h W \quad (2.15)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W \quad (2.16)$$

Donde:

$a_h$  y  $a_v$  = aceleración seudoestática horizontal y vertical.

$K_h$  y  $K_v$  = coeficientes seudoestáticos horizontales y verticales adimensionales.

Según Abramson *et al.* (2002), los componentes verticales de las aceleraciones sísmicas comúnmente se suelen omitir en el método seudoestático ( $F_v$  tiene típicamente menos influencia sobre el FS, ya que reduce tanto las fuerzas actuantes como las fuerzas

resistentes) y el coeficiente sísmico suele representar una fuerza horizontal. El enfoque pseudoestático se utiliza para evaluar factores de seguridad pseudoestáticos para superficies planas, circulares y no circulares.

### 2.2.7 Normativa

La norma CE.020 (2012), denominada “Estabilización de Suelos y Taludes” del Reglamento Nacional de Edificaciones, indica que el factor de seguridad mínimo del talud deberá ser 1.5 para solicitaciones estáticas y 1.25 para solicitaciones sísmicas.

### 2.3. Definición de términos básicos

**Macizo rocoso:** la roca in situ compuesta por la matriz rocosa y las discontinuidades estructurales (Kliche, 1999).

**Discontinuidad:** una característica estructural que separa los bloques de roca intactos dentro de una masa rocosa. Convenientemente se empleará este término para referirse indistintamente a diaclasas, fallas, foliaciones y estratificaciones (Kliche, 1999).

**Ángulo de fricción:** es el ángulo en el que un cuerpo que descansa sobre una superficie inclinada superará la resistencia de fricción y comenzará a deslizarse (Kliche, 1999).

**Cohesión:** es la fuerza de unión (fuerza de atracción electroquímica) que existe en el punto de contacto entre las partículas minerales (IGME, 1987).

**Comportamiento del macizo rocoso:** forma de actuar de los materiales rocosos ante la actuación de fuerzas internas o externas que se ejercen sobre ellos (González de Vallejo, 2004).

**Talud:** cualquier superficie inclinada cortada en material natural, o el grado de inclinación con respecto a la horizontal (Kliche, 1999).

**Estabilidad:** la resistencia de una estructura o talud a la falla por deslizamiento o colapso en condiciones normales para las cuales fue diseñado (Kliche, 1999).

**Factor de seguridad (FSi):** es una medida determinística de la relación entre las fuerzas de resistencia (capacidad) y las fuerzas actuantes (demanda) del sistema en su entorno considerado (Read and Stacey, 2009). Donde las fuerzas de resistencia del talud son mayores que las fuerzas actuantes, el factor de seguridad es mayor que la unidad y el talud es estable; caso contrario, es inestable (Kliche, 1999).

**Anisotropía:** significa tener diferentes propiedades en diferentes direcciones en un lugar determinado (Hudson y Harrison, 1997).

## CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS

### 3.1. Ubicación de la Investigación

#### 3.1.1. Geográfica

Geográficamente, se ubica en la zona centro sur del Perú, en la vertiente oriental de la Cordillera de los Andes, a una altitud promedio de 2050 m.s.n.m. Las coordenadas que deslindan la zona de estudio se presentan en la tabla adjunta.

**Tabla 3. 1:** Delimitación del área de estudio

Vértice	Norte	Este
V1	8756850	441000
V2	8756350	441000
V3	8756850	442100
V4	8756350	442100

Nota: Las coordenadas corresponden a la Zona 18L, Datum WGS 84.

#### 3.1.2. Política

Políticamente, se encuentra ubicada en la región Junín, provincia de Tarma, distrito de Palca y localidad de Matichacra; entre las progresivas Km. 69+500 - Km.70+250 de la carretera Tarma – La Merced (ver plano **P-01**).

#### 3.1.3. Accesibilidad

La principal vía de acceso, a la zona de estudio, es la carretera asfaltada Tarma - La Merced. Desde la ciudad de Lima se atraviesa Chosica, La Oroya y Tarma para llegar a la localidad de Matichacra; siendo la distancia promedio de 181 kilómetros.

### **3.1.4. Condiciones Climáticas**

La zona de estudio posee un clima templado por estar situada en ceja de selva, con temperaturas que fluctúan entre 4°C y 19°C.

Según el Senamhi (El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú), la precipitación media anual es de 519.15 mm, y el periodo de lluvias comprende los meses de septiembre a abril. Las precipitaciones son continuas y con frecuencia de gran intensidad, por ello, los ríos y quebradas incrementan sus caudales rápidamente.

### **3.1.5. Hidrografía**

Hidrográficamente, el ámbito de estudio pertenece a la cuenca del río Tarma y está situado en la margen derecha del mismo. A lo largo del cauce del río Tarma, imperan procesos de erosión mecánica que se acentúan en periodos de lluvias intensas.

Asimismo, las numerosas quebradas intermitentes (que se reactivan en los periodos lluviosos) influyen directamente en los procesos dinámicos de la zona de estudio.

### **3.1.6. Relieve**

El entorno de la zona de estudio es típico de un valle fluvial, que se caracteriza por presentar un relieve bastante accidentado, quebradas profundas y laderas escarpadas (con algunos sectores prácticamente infranqueables) cubiertas con abundante vegetación, en cuyo fondo se aloja el curso fluvial del río Tarma.

## **3.2. Procedimientos**

### **3.2.1 Metodología**

#### **Tipo, diseño y método de investigación:**

La presente investigación es de tipo cuantitativa (campo y ensayos), de nivel descriptiva-correlacional y explicativa. Cuyo diseño es cuasiexperimental (pues la manera como se integraron los materiales que constituyen el macizo rocoso es independiente del experimento). El método de investigación utilizado es el deductivo – inductivo.

**Población de estudio:**

Todos los macizos rocosos comprendidos entre las progresivas Km. 69+500 – Km.70+250 de la carretera Tarma-La Merced.

**Muestra:**

Estaciones geomecánicas

**Unidad de Análisis:**

Propiedades geomecánicas del macizo rocoso (matriz rocosa y discontinuidades).

**3.2.2 Definición de variables**

Las variables incluidas en la investigación y sus indicadores se presentan en la Tabla 3.2.

**3.2.3 Técnicas**

**Análisis documental y observación indirecta:** Se basa en la recopilación y análisis de tablas y ábacos que faciliten la caracterización de los macizos esquistosos y de los suelos cuaternarios. Conjuntamente, a través de imágenes satelitales tipo Landsat (obtenidas del servidor SASPLANET), se ha determinado la probable ubicación de las estaciones geomecánicas y calicatas.

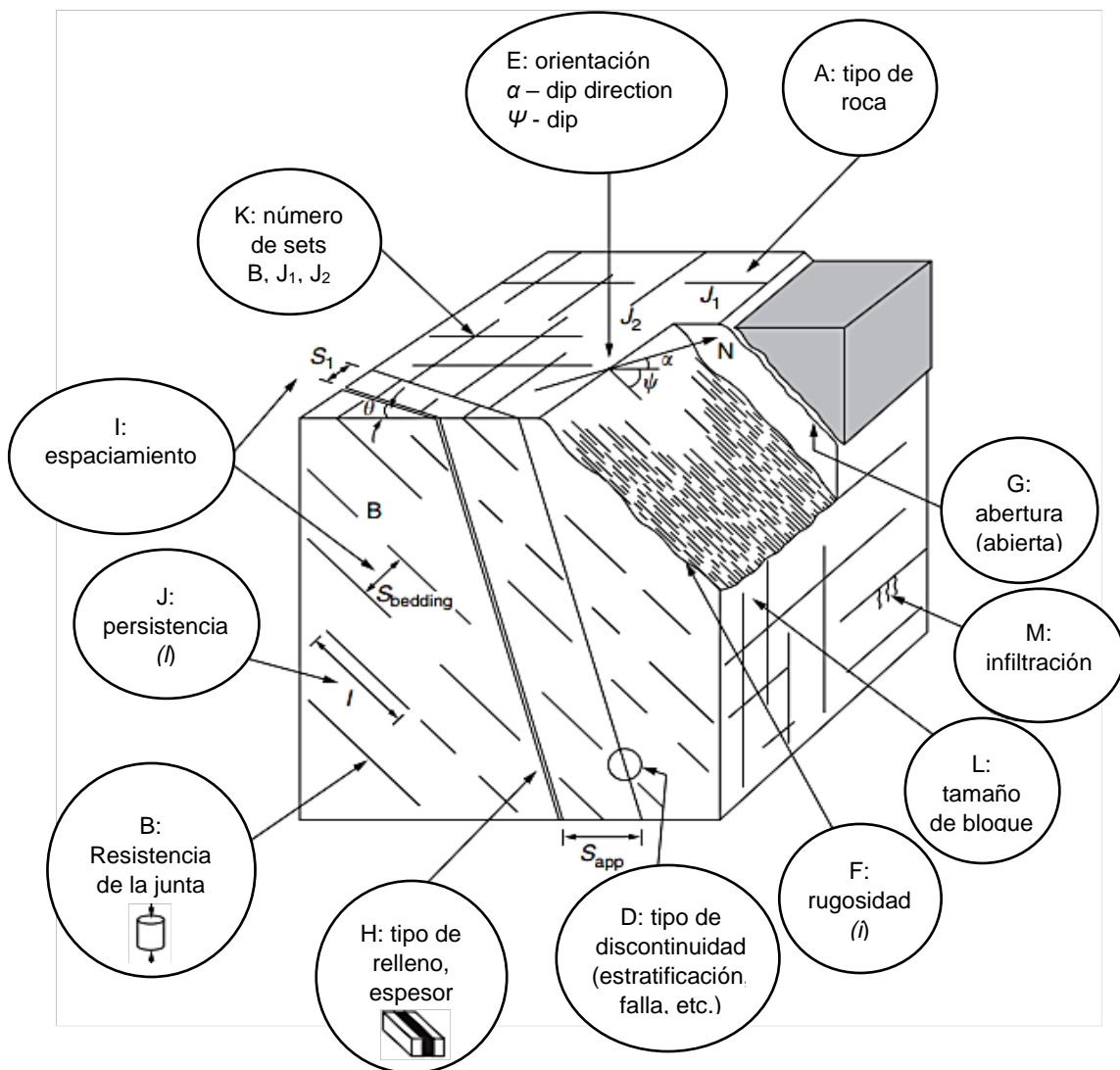
**Muestreo del material:** En campo se definió la ubicación de las estaciones geomecánicas en función a la accesibilidad y a la zonificación de materiales. La malla de muestreo es irregular, consiste en diez estaciones geomecánicas y seis calicatas o trincheras. Para el acopio de data estructural detallada se empleó la técnica “scanline” o línea de detalle, que permite la medida y registro de todos los atributos estructurales que intersectan una línea de muestreo dada (como el tipo de discontinuidad, orientación, espaciamiento, persistencia, abertura y naturaleza del relleno).

**Observación directa y registro de datos:** En cada estación geomecánica se efectuó la toma sistemática de datos, basándose en los procedimientos sugeridos por la ISRM (2007) para la descripción de las características y propiedades del macizo rocoso. Asimismo, se estableció los factores que influyen en su comportamiento y grado de estabilidad.

**Tabla 3. 2:** Definición operacional de variables

VARIABLE		DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIÓN	INDICADORES
<b>DEPENDIENTE</b>	<b>Estabilidad de taludes</b>	Resistencia de un talud a fallar	Grado o condición de estabilidad	- Factor de seguridad
	<b>INDEPENDIENTE</b>	<b>Geología</b>	Conjunto de características inherentes de los materiales como resultado de la génesis, formación y evolución de las rocas a lo largo de su historia.	Litología
Estratigrafía				- Disposición de los estratos
Geomorfología				- Geformas (laderas, colinas, terrazas, etc.)
Estructura Geológica				- Estructuras (estratificación, foliación, fracturas, fallas, etc.) - Características de las discontinuidades - Grado de fracturación
Hidrogeología				- Comportamiento hidrogeológico - Flujo de agua en el talud
Meteorización				- Grado de meteorización
Inestabilidades preexistentes				- Magnitud - Profundidad - Actividad
<b>Geomecánica</b>		Propiedades relacionadas con el comportamiento mecánico del macizo rocoso	Propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso	- Densidad - Porosidad - Relación de vacíos - Gravedad Específica - Resistencia al corte - Deformabilidad
			Modos de fallas en taludes	- Fallas con control estructural - Fallas sin control estructural
<b>Clima</b>		Valores meteorológicos en la atmósfera	Factores climáticos	- Precipitación - Temperatura
<b>Sismicidad</b>	Ondas sísmicas atravesando el macizo rocoso	Fuerza pseudoestática	- Aceleraciones máximas (horizontales) - Coeficiente sísmico	
<b>Geometría</b>	La conformación topográfica del talud	Parámetros geométricos del talud	- Altura - Inclinación - Orientación	

Los datos procedentes de observaciones cualitativas, cuantitativas y medidas in situ de afloramientos rocosos (ver figura 3.1) serán registrados metódicamente en estadillos geomecánicos. Cada estadillo geomecánico consta de dos hojas: la primera, hoja de descripción del macizo rocoso, describirá el material de roca en términos de su litología, resistencia, forma del bloque, tamaño, meteorización y su espaciamiento; la segunda - hoja de datos de la discontinuidad - describirá las características de cada discontinuidad en términos de su tipo, orientación, persistencia, abertura, relleno, rugosidad de la superficie y flujo de agua.



**Figura 3.1:** Parámetros que describen las características del macizo rocoso (Wyllie y Mah, 2004).

**Caracterización del macizo y las clasificaciones geomecánicas:** Proporciona las condiciones geológicas y geomecánicas del macizo en su conjunto. A partir de estos resultados se aplicó las clasificaciones geomecánicas, que han proporcionado información sobre la calidad y resistencia del macizo, así como datos cuantitativos para su aplicación a taludes.

**Selección de los parámetros resistentes de los materiales:** A partir de los datos recogidos en cada estación geomecánica y de los ensayos de laboratorio, se ha establecido los parámetros resistentes del macizo rocoso, de las discontinuidades y de los suelos.

**Análisis determinístico de taludes en roca:** Después de establecer los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento de los materiales y los criterios de rotura apropiados, se ha definido el estado de estabilidad o el factor de seguridad de los taludes empleando los métodos convencionales de equilibrio límite.

### **3.2.4 Instrumentos y Materiales**

#### **3.2.4.1 Instrumentos**

**GPS Garmin Etrex 20:** instrumento para determinar la posición de todas las investigaciones geotécnicas y de los datos estructurales, a través de sus coordenadas UTM (Universal Transversal de Mercator) en el sistema WGS84.

**Brújula tipo Brunton:** instrumento empleado para la toma de datos de la orientación de estructuras (fallas, juntas, foliación, etc.).

**Esclerómetro o martillo Schmidt tipo L:** instrumento de medición empleado para estimar la resistencia a compresión uniaxial de las paredes de las juntas.

**Picota o martillo de geólogo:** herramienta para extraer muestras de rocas y para estimar de forma preliminar la resistencia de las mismas.

**Lápiz de dureza y lupa 20X (20 aumentos):** instrumentos empleados para la identificación visual de minerales y rocas.

**Flexómetro de 10 m y 100 m:** instrumento útil para estimar la longitud de las líneas de mapeo, potencia de estratos, espaciamiento y persistencia de las juntas.

**Cámara fotográfica digital 16 mp.:** instrumento empleado para capturar imágenes puntuales y panorámicas que ilustren gráficamente las características del macizo rocoso.

#### 3.2.4.2 Materiales

**Imágenes satelitales Landsat:** útiles para el reconocimiento de estructuras, indicios de inestabilidades, identificación de cursos perennes e intermitentes de agua, etc.

**Plano Geológico a escala 1 / 100 000:** proporciona una noción preliminar de los tipos de roca que afloran en la zona de estudio, así como de las estructuras tectónicas, contactos, fuentes de agua, accesos, etc.

**Plano Topográfico a escala 1 / 1 250:** base para cartografiar la geología local, ubicar las investigaciones geotécnicas y obtener cortes o secciones.

**Bolsas de polietileno para muestras:** empleadas para el almacenamiento seguro y fácil transporte de muestras representativas de suelos y rocas.

**Tablas y ábacos geomecánicos:** utilizados como guía para la estimación de las propiedades de la matriz rocosa y discontinuidades.

**Libreta de campo, lapiceros, plumones y colores:** materiales empleados para escribir o dibujar las observaciones y medidas hechas en campo.

#### 3.2.4.3 Instrumentos de procesamiento de datos

**Software ArcGIS v.10.1:** software utilizado para la elaboración de los planos geológicos, geomecánicos y de investigaciones geotécnicas.

**Software AutoCAD 2016:** software usado para la elaboración y presentación de secciones o cortes geotécnicos.

**Software SAS. Planet 160707:** software que sirve para la obtención de imágenes satelitales de alta resolución.

**Software SMRTool Beta 2014:** software empleado en la evaluación de la clasificación geomecánica SMR para taludes.

**Software DIPS v.6.0:** software que facilita el análisis cinemático de la probabilidad de falla planar, en cuña o vuelco de taludes.

**Software RocData v.5.0:** software empleado para la determinación de las propiedades de la roca intacta, discontinuidades, macizos rocosos y suelos.

**Software RocPlane v.3.0:** software que ha permitido el análisis de estabilidad de fallas planares de taludes en distintos escenarios.

**Software SWedge v.5.0:** software usado para el análisis de estabilidad de cuñas superficiales en taludes.

**Software Slide v.6.0:** software empleado para el análisis de estabilidad de taludes estático y pseudoestático mediante métodos de equilibrio límite.

#### **3.2.4.4 Equipos**

**Sismógrafo Smartseis De Geometrics y 24 geófonos de 14 Hz.:** equipo empleado para la ejecución del ensayo de refracción sísmica en diferentes sectores de la ladera.

### **3.3. Marco Geológico Regional**

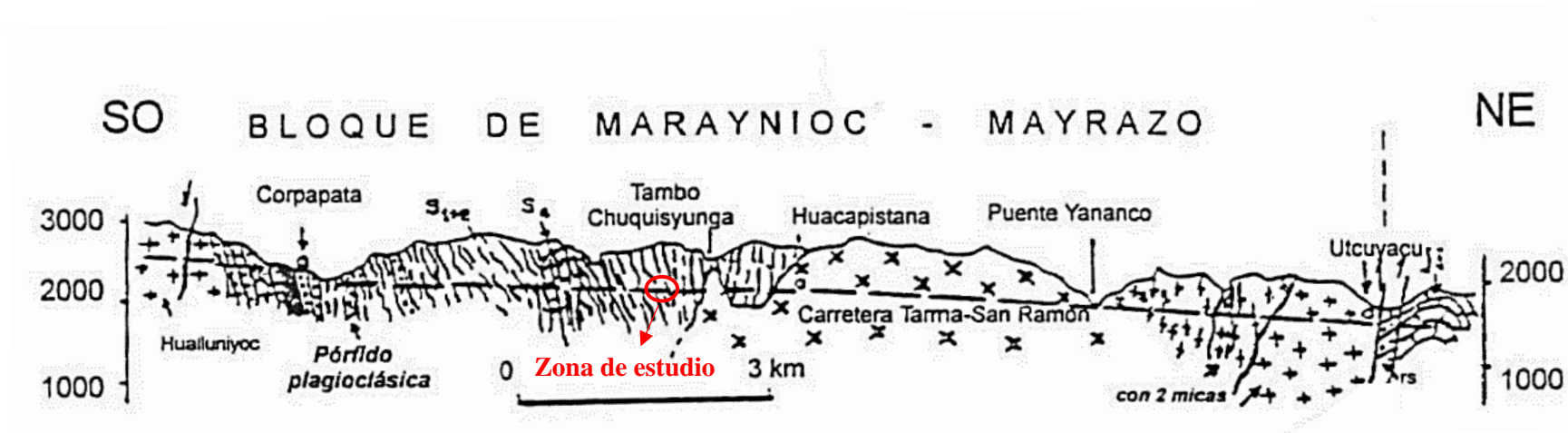
La evaluación geológica regional del proyecto fue elaborada con base en la Geología de los Cuadrángulos de Tarma (23-1), la Oroya (24-1) y Yauyos (25-1), publicada en el Boletín N° 69 (Serie A) por el INGEMMET.

Las rocas más antiguas de la Cordillera Oriental constituyen la base de la secuencia estratigráfica circundante al proyecto, que se presenta en el Plano P-02. La unidad que aflora en la localidad de Matichacra y alrededores corresponde al Grupo Huaytapallana, de edad Precámbrica, constituida principalmente por micaesquistos y gneises.

Hacia el SO de la zona de estudio, afloran unidades del Paleozoico como los conglomerados y areniscas con intercalaciones de limolitas del Grupo Ambo, suprayaciendo las lutitas y limolitas grises con intercalaciones de areniscas o calizas arenosas del Grupo Tarma, cubriendo a estas rocas - con discordancia angular - encontramos a los conglomerados y areniscas conglomerádicas de grano grueso del Grupo Mitu. Es preciso señalar que la Adamelita de Hualluniyoc intruye tanto al macizo precámbrico como a las unidades paleozoicas (ver Figura 3.2). Hacia el NE de la zona de estudio, destaca el Granito de Huacapistana que atraviesa al Neoproterozoico metamórfico. Sobre estas unidades se encuentran los sedimentos de cobertura del Pleistoceno y del periodo Reciente.

### **3.4. Geomorfología**

Los rasgos geomorfológicos de la zona de estudio son el resultado de procesos tectónicos y de la actividad geodinámica que ha modelado su peculiar relieve (ver Plano P-04). Se han diferenciado cuatro unidades geomorfológicas en función a su relieve, éstas se detallan a continuación.



**Figura 3.2:** Sección del Precámbrico a lo largo de la carretera Tarma – San Ramón (valle del río Tarma); rs = molasas rojas Mitu, S1+2 = foliación precambriana, S4 = esquistosidad de crenulación tardía en el Precambriano, gH = granito de Huacapistana, gHc = Adamelita de Hualluniyoc (Megard *et al.* 1996: 163).

## **Relieve de erosión**

**Cordón montañoso:** está formado por afloramientos de esquistos hacia el flanco derecho e izquierdo del río Tarma, ver foto 3.1. A escala local, presenta un relieve abrupto y agreste, dominando las pendientes superiores a 45°. Debido a ello, en esta unidad geomorfológica imperan los procesos de erosión lineal, erosión en surcos y cárcavas; así como, los desprendimientos y derrumbes. El Plano P-04 presenta los rangos de pendiente según umbrales geomorfológicos sugeridos por Araya *et al.*(1972).

## **Relieve De Depositación**

**Depósitos Coluviales:** se han formado por la acumulación de sedimentos, procedentes de la alteración in situ del cordón montañoso, otrora transportados por acción de la gravedad y del agua no canalizada bajo la forma de derrubios de ladera. Se han identificado derrumbes en algunos sectores con pendiente escarpada.

**Depósitos Coluvio-aluviales:** el sedimento proviene en gran medida de derrumbes de los flancos de las quebradas que luego son transportados por acción del agua canalizada hacia el río Tarma.

**Depósitos Aluviales:** situados en ambas márgenes del río Tarma. Presentan pendientes suaves a moderadas que fluctúan entre 2°-10°.

Las geoformas asociadas al relieve de depositación se describen a continuación:

**Quebradas:** son surcos que disectan las laderas y desembocan en el curso fluvial del río Tarma. Se han identificado quebradas perennes e intermitentes (que se reactivan durante lluvias estacionales). Éstas ejercen procesos de erosión en surcos y cárcavas.

**Cauce fluvial actual:** corresponde al área afectada por las crecidas ordinarias del río Tarma, en la localidad de Matichacra.

**Escarpes de derrumbe:** corresponden a superficies muy inclinadas que señalan el límite superior o la periferia de sectores en movimiento identificados en el área del proyecto. En el plano P-04, se representan como elementos lineales rectilíneos o en forma de arco.

**Cono aluvial:** corresponde al cono de deyección de la quebrada Yanama. Ésta deposita su importante carga de sedimentos al disminuir la pendiente a lo largo del abanico aluvial, obligando al río Tarma a desviar su curso.

**Cárcava:** Es una concavidad formada en el terreno donde se concentra y corre el agua proveniente de las lluvias, formando un cauce natural. En el área de estudio, esta cárcava se caracteriza por su avance lateral mediante derrumbes de las laderas de pendiente escarpada que conforman su perímetro (ver foto 3.5). Es preciso señalar que el acceso franquea el tramo inferior de la cárcava entre las progresivas Km. 0+755 – Km. 0+770.

**Grietas de tracción:** se ha identificado la presencia de grietas de tracción (poco profundas) en sectores puntuales de la carretera Tarma - La Merced, vinculadas a inestabilidades en la ladera inferior, como se observa en la foto 3.6.



**Foto 3.1:** Principales rasgos geomorfológicos, notándose que dominan las pendientes escarpadas.

### 3.5. Geología Local

La evaluación geológica local del proyecto, elaborada con base en el cartografiado geológico de campo y utilizando el modelo digital de elevaciones, se presenta en el Plano P-06. A continuación, se describen las unidades litoestratigráficas identificadas:

#### Afloramientos Rocosos

**Grupo Huaytapallana (PE-h):** Aflora en la localidad de Matichacra y alrededores; consiste en rocas metamórficas tectonizadas y foliadas (ver foto 3.2.), que derivan esencialmente de una serie terrígena muy rica en cuarzo detrítico. Se le atribuye una edad Precambriana, cuyo metamorfismo se debe al plegamiento brasileño del Precámbrico superior (Megard *et al.* 1996).



**Foto 3.2:** Afloramientos del Grupo Huaytapallana en el flanco derecho del río Tarma. La línea punteada da una referencia de la orientación de los planos de foliación de buzamiento de alto grado.

En el área de estudio; este Grupo se compone de esquistos cuarcíticos de textura foliada, formados predominantemente por minerales micáceos preferentemente orientados con cuarzo recristalizado en abundancia. El cuarzo constituye aproximadamente el 52%, las plagioclasas el 22%, la hematita el 8.3%, la sericita el 7.9%, la biotita el 2.6% y el

feldespato potásico el 2.4% de la roca, con minerales como calcita y arcilla formando el resto (ver el estudio petrográfico del Anexo 07). Su coloración es grisácea, con alto grado de alteración en algunos sectores. La orientación general de los planos de esquistosidad o foliación es N28°W/70°NE.

### **Depósitos Cuaternarios**

**Depósitos Coluviales (Q-co):** Están constituidos por sedimentos de litología homogénea, de espesor variable (1 – 4.5 metros), distribuidos irregularmente en las laderas y cubiertos de abundante vegetación. Los depósitos coluviales se componen de gravas angulosas heterométricas, soportadas en una matriz arenolimosas, distribuidas en forma caótica y medianamente compactas.

**Depósitos Coluvio - Aluviales (Q-co-al):** Estos depósitos se distinguen porque parte del sedimento proviene del deslizamiento progresivo de las laderas adyacentes a quebradas activas, que luego es transportado y depositado por acción del agua hacia el río Tarma.

**Depósitos Aluviales (Q-al):** Consisten en gravas subredondeadas soportadas en una matriz arenosa. Se sitúan en llanuras o terrazas aledañas a los márgenes del río Tarma y a lo largo de quebradas perennes e intermitentes que disectan las laderas.

**Depósitos Fluviales (Q-fl):** Formados por sedimentos redondeados, de diferentes tamaños. Se caracteriza por la presencia de cantos métricos, bloques, guijarros y grava, la arena es casi ausente debido a la elevada energía fluvial del río Tarma.

### **3.6. Geología Estructural**

Los rasgos estructurales guardan estrecha relación con la naturaleza de las rocas expuestas, éstas han sido afectadas por un metamorfismo del tipo de bajo grado y por una deformación polifásica (Audebaud *et al.*, 1973).

A la escala de las observaciones de campo; se distingue, en el conjunto de los afloramientos, una estructura planar bien definida (ver foto 3.3). De acuerdo con Megard (1979), la más evidente de las estructuras precambrianas es una foliación S<sub>2</sub> muy nítida,

responsable de la formación de la esquistosidad general, que ha obliterado la estratificación  $S_0$  y una primera foliación  $S_1$ . De lo anterior se infiere que las estructuras planares, aproximadamente paralelas entre sí, identificadas en el cartografiado geológico corresponden a la foliación  $S_2$ .



**Foto 3.3:** Superficies planares aproximadamente paralelas entre sí, notándose la inclinación subvertical ( $72^\circ$ ) de los planos de foliación.

Dalmayrac (1988) menciona que esta estructura planar visible o foliación  $S_2$  está replegada por megaestructuras kilométricas dando vastos anticlinales y sinclinales de ejes horizontales y planos axiales siempre subverticales. Estas megaestructuras son responsables de las fuertes inclinaciones de los planos de esquistosidad. En efecto, el macizo Precambriano en estudio forma parte del anticlinorio de Comas – Tambo (de dirección andina) que es responsable de la inclinación subvertical de los planos de foliación que oscila entre  $60^\circ$  -  $80^\circ$  (ver figura 3.3). Es preciso mencionar que la información estructural de los planos de foliación se encuentra registrada en la hoja de descripción de las discontinuidades del Anexo 04.

En la figura 3.3, se presenta la proyección estereográfica (en la falsilla de Schmidt) de los planos de foliación. Según el diagrama de rosetas de la figura 3.3.B, la foliación  $S_2$  (dentro

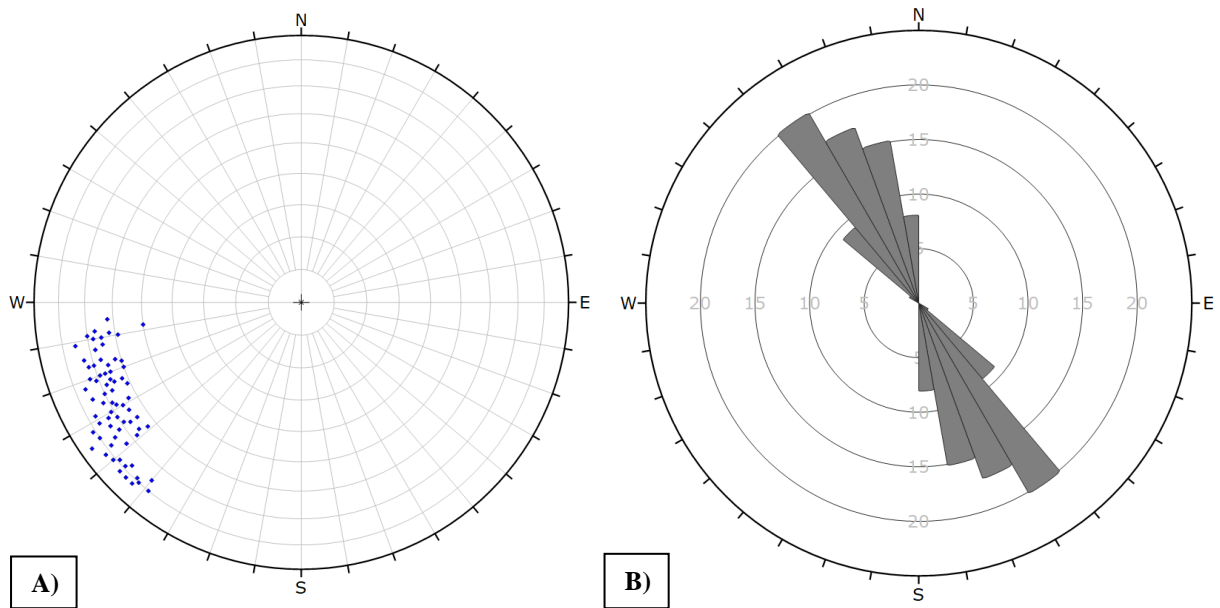
del área de investigación) posee un rumbo NW-SE. La orientación media global de los planos de foliación analizados es N28°W/71°NE.

Symbol	Feature
◆	Pole Vectors

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	70 (70 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	25 planes per arc
Planes Plotted	70
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°



**Figura 3.3:** Influencia de la tectónica andina sobre la foliación precambriana. A) Diagrama de polos de superficies de foliación en proyección equiareal. B) Diagrama de rosetas de superficies de foliación.

A escala local, el macizo Precambriano en estudio presenta moderadas ondulaciones debidas a plegamientos y fallamientos locales. En el cartografiado geológico se han identificado dos fallas inversas locales, que desplazan a los planos de foliación, con rumbos NE-SW y buzamientos subverticales, ver el Plano P-06.

### 3.6.1 Estereografía de Estructuras

Durante el cartografiado geológico, se ha identificado en cada estación las familias de discontinuidades predominantes, las cuales se registraron teniendo en consideración su

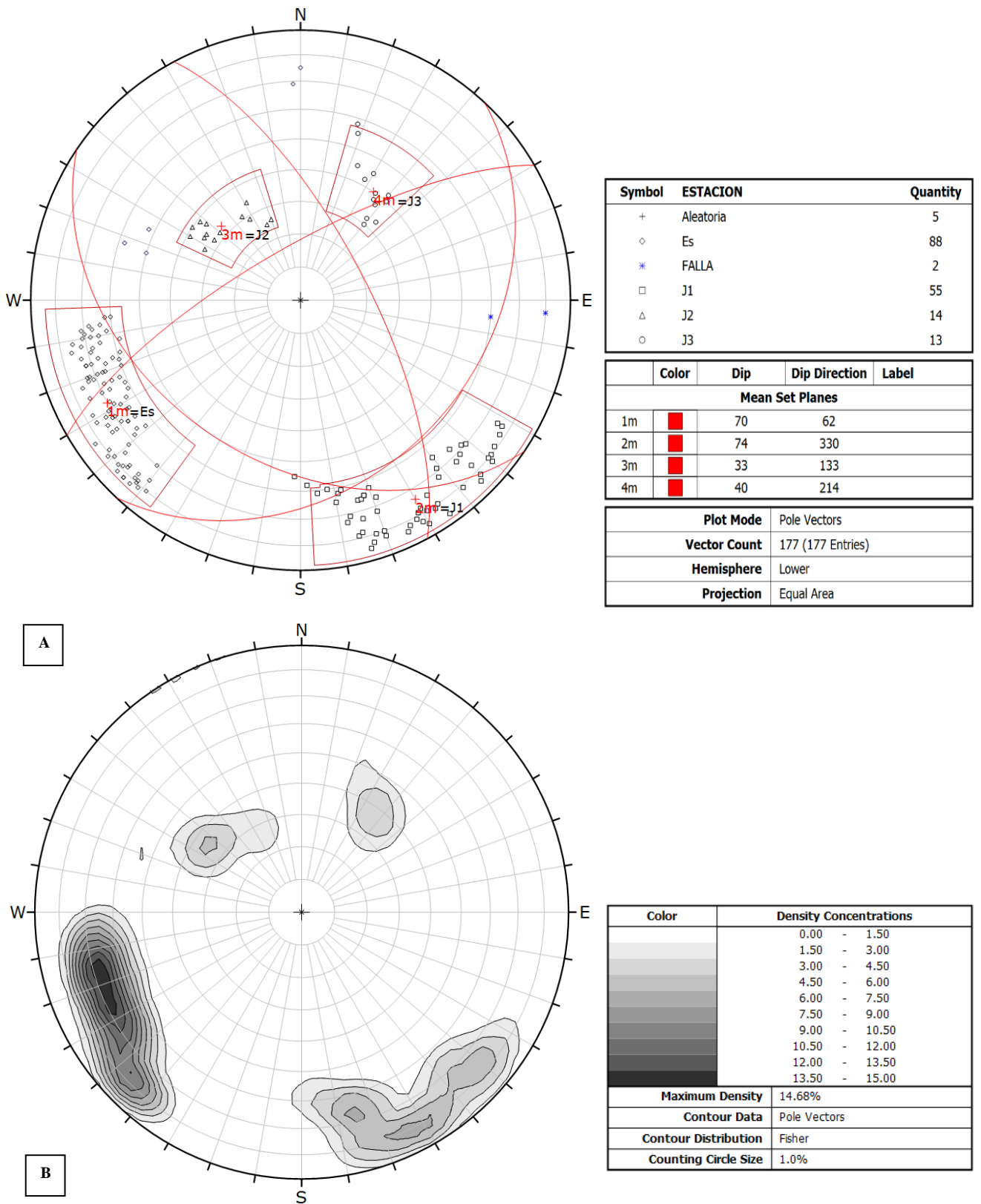
rumbo, buzamiento y dirección del buzamiento empleando la regla británica de la mano derecha. Las hojas de descripción del macizo rocoso y discontinuidades se presentan en el Anexo 04.

El acopio de todos los datos estructurales muestra que gran parte del macizo esquistoso está atravesado por cuatro sistemas de juntas, dos de las cuales se intersectan en ángulos aproximadamente rectos (ver foto 3.4). Es preciso señalar que el set (familia) principal corresponde a los planos de foliación, que son superficies penetrativas, cuya inclinación es generalmente favorable con respecto a los taludes proyectados. La proyección estereográfica de la fábrica estructural se representa gráficamente en la figura 3.5.



**Foto 3.4:** Principales familias o sets de fracturas en el macizo esquistoso. Es, esquistosidad ; J<sub>1</sub> y J<sub>2</sub>, juntas principales.

En la figura 3.4 se presenta la proyección estereográfica equiareal de la fábrica estructural. Ésta permite deducir que la esquistosidad o foliación es una de las características dominantes del macizo rocoso en el área del acceso. Esto sugiere que el comportamiento del macizo rocoso presenta un alto nivel de dependencia direccional.



**Figura 3.4.** Proyección estereográfica equiareal de la estructura del macizo rocoso. A) Diagrama de polos sobre el cual se ha superpuesto los planos medios creados con “set Windows”. B) Diagrama de contornos de densidad de polos.

### 3.7. Condiciones Hidrogeológicas

Las rocas del Grupo Huaytapallana se caracterizan por una muy baja porosidad (0.03%) y permeabilidad primaria; no obstante, es posible que la fracturación moderada a fuerte del macizo esquistoso permita la circulación de agua. Basándose en los perfiles sísmicos, se infiere que el flujo de agua en el interior del macizo rocoso se da hasta los ocho metros de profundidad, en promedio; pues, a mayor profundidad disminuye la abertura de las discontinuidades y el número de éstas (Gavilanes y Andrade, 2004).

De acuerdo con Wyllie y Mah (2004), el movimiento del agua a través del macizo rocoso está influenciado por las características de las discontinuidades y la condición necesaria para el flujo es que la persistencia de las fracturas sea mayor que el espaciamiento. En efecto, si observamos el sistema de fracturamiento del macizo rocoso notamos que:

- existen algunos planos de foliación (N28°W/71°SW) con alta persistencia, espaciamiento muy cerrado y abertura entre 0.5 – 2.5 mm, que favorecen el flujo en dirección vertical;
- los sets de juntas N43°E/33°SE (Set 3) y S60°W/74°NW (Set 2) de persistencia media y espaciamiento moderado, muestran condiciones favorables para el flujo en dirección vertical y horizontal.

Las precipitaciones en la localidad de Matichacra son continuas y con frecuencia de gran intensidad, de ahí que, una parte escurre por la red de drenaje hasta alcanzar el cauce del río Tarma y la otra se infiltra en el terreno. Durante el cartografiado geológico se ha identificado que gran parte del basamento rocoso está cubierto por depósitos coluviales permeables de espesor variable que favorecen la infiltración del agua a través del medio fisurado.

Es preciso mencionar que no se han identificado surgencias procedentes del interior del macizo rocoso.

Dado que no se han ejecutado investigaciones directas mediante sondajes diamantinos ni se han realizado ensayos hidrogeológicos, es difícil determinar con precisión el comportamiento hidrogeológico del macizo esquistoso. Para suplir esta carencia, en los análisis de estabilidad de taludes se ha simulado dos escenarios: condiciones drenadas y saturación total.

### **3.8. Inestabilidades Preexistentes**

Los procesos geodinámicos que actúan sobre la superficie del macizo esquistoso han dado lugar a desplazamientos del terreno. Se ha puesto énfasis en identificar las inestabilidades preexistentes en las laderas donde se proyecta la excavación del acceso, ya que las obras podrían reactivar movimientos preexistentes al modificar sus condiciones iniciales. A continuación, se detallan estos movimientos.

**Deslizamiento de suelo coluvial y roca altamente meteorizada (km. 0+755 – km. 0+770):** Este fenómeno está relacionado con el proceso de erosión por cárcavas. Entre las progresivas Km. 0+755 – Km. 0+770 del acceso, se desarrolla una cárcava que se caracteriza por un crecimiento lateral mediante deslizamientos progresivos de las paredes o laderas de pendiente alta que conforman su perímetro, tal como se muestra en la foto 3.5. Si observamos la cabecera de la cárcava en la foto 3.6, notaremos que una parte del muro ha colapsado debido a que el flujo concentrado de las aguas de escorrentía ha socavado progresivamente su base.

**Derrumbes:** En el área de estudio, este fenómeno está esquistos altamente meteorizados y fuertemente fracturados que se desprenden de la ladera escarpada; por ende, el tamaño de los bloques es pequeño.

Sobre la base de los desprendimientos observados en el corte de la carretera Tarma – La Merced, se infiere que los sectores del acceso con derrumbes potenciales se encuentran entre las progresivas: Km. 0+310 – Km. 0+380 y Km. 0+450 – Km. 0+480.

### **3.9. Sismicidad**

El Perú está ubicado en una región con un alto nivel de sismicidad asociado con la subducción de la placa de Nazca (litósfera oceánica) debajo de la Sudamericana (litósfera continental) y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino (Ocola, citado por Alva y Castillo 1993).

SE

NW



**Foto 3.5:** Avance de cárcava por deslizamiento de materiales en los taludes naturales de pendiente alta. La línea punteada negra indica el sector que será atravesado por el acceso (Km. 0+760 – Km. 0+780).

SW

NE



**Foto 3.6:** Grieta de tracción semicircular en la cabecera del talud inferior de la carretera Tarma – La Merced. Obsérvese, que ésta ha sido rellenada con lechada de cemento para prevenir los efectos del agua.

### 3.9.1 Peligro Sísmico

Tavera *et al.* (2014) evaluaron el peligro sísmico haciendo uso de datos sísmicos para el periodo 1960 – 2012 (unifica tres catálogos: el primero del Instituto Geofísico del Perú, el segundo de Engdahl y Villaseñor (2002) y el tercero del USGS), obteniendo el mapa de peligro sísmico o isoaceleraciones del Perú correspondiente a las aceleraciones máximas (PGA) horizontales para periodos de exposición de 50 y 100 años con un 10% de probabilidad de excedencia. Los valores más altos de aceleraciones máximas están localizados a lo largo de toda la costa y van disminuyendo a medida que se avanza hacia al Este. La figura 3.5 presenta el mapa de isoaceleraciones para el departamento de Junín (región donde se ubica el proyecto).

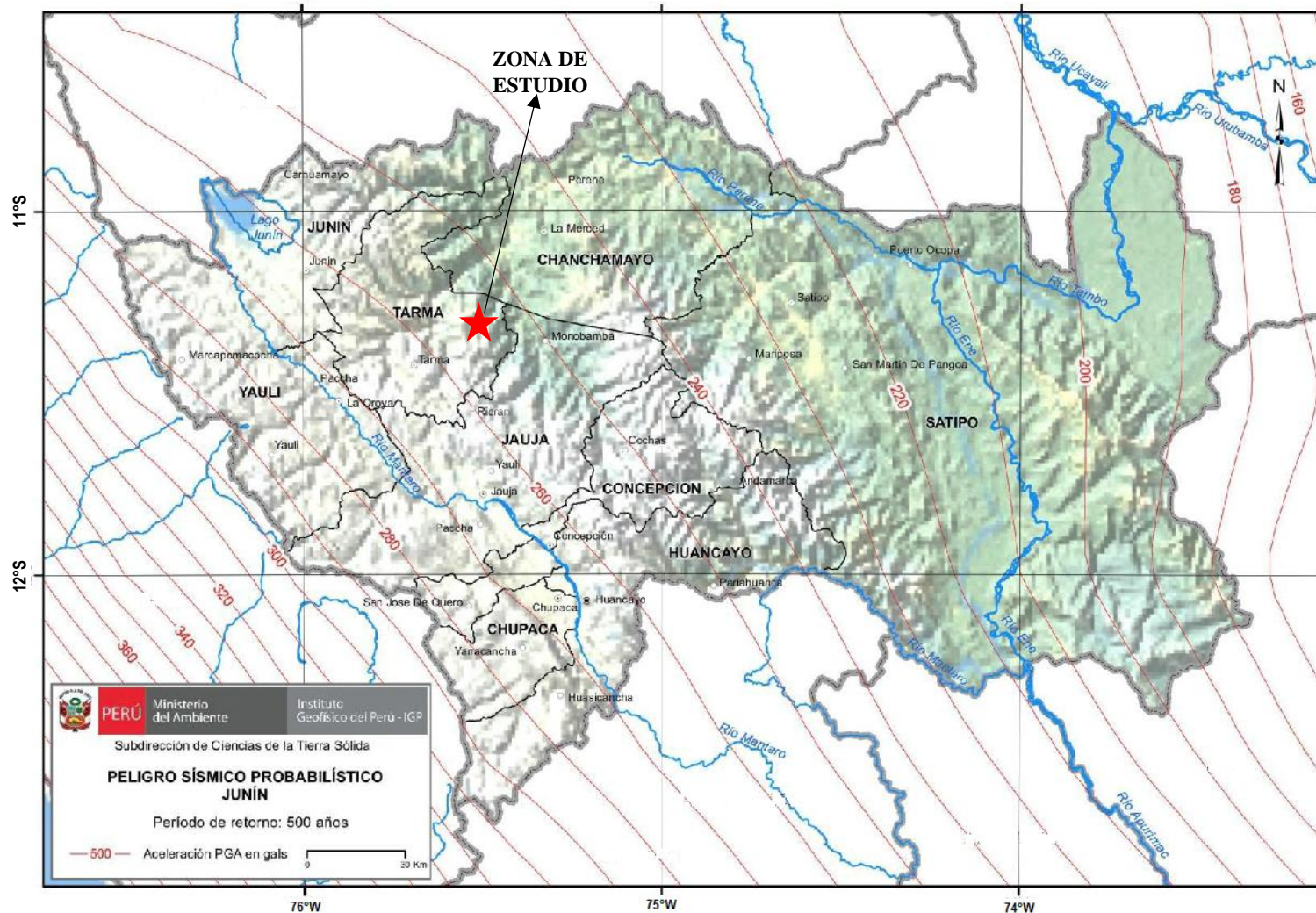
Sobre la base de la figura 3.5, se puede inferir que la zona de estudio presenta una aceleración pico (PGA) horizontal aproximadamente igual a 0.25g (255 gals) para una excedencia de 10% en 50 años de vida útil de la obra, considerando un periodo de retorno de 500 años.

La Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismo resistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones presenta una zonificación regional del peligro sísmico en el Perú, dividiendo al territorio en cuatro zonas. A cada zona se asigna un factor “Z”, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. Así, para el proyecto ubicado en la región Junín, que pertenece a la Zona 2, le corresponde una aceleración máxima horizontal de 0.25g.

### 3.9.2 Coeficiente Sísmico Seudoestático (K)

El coeficiente sísmico seudoestático corresponde a una aceleración máxima horizontal. Sin embargo, esta aceleración pico sólo existe durante periodos de tiempo muy pequeños, por ello, Hynes et al. (1994) sugieren que el coeficiente  $K = \frac{1}{2}$  aceleración pico.

Teniendo en cuenta que los taludes de la carretera de acceso tienen pendientes superiores a los 45°, es imperativo considerar la amplificación sísmica por efectos topográficos. Según la norma de diseño sísmico Eurocódigo (EN 1998) en taludes con ancho de cresta significativamente menor que el ancho de la base y pendientes  $> 30^\circ$ , el factor de amplificación es 1.4. En base a lo anterior, se obtiene un coeficiente  $K_h = 0.18$ .



**Figura 3.5:** Distribución de isoaceleraciones para la región Junín, considerando un periodo de exposición de 50 años con el 10% de probabilidad de excedencia (periodo de retorno = 500 años). Los valores de aceleración están expresados en unidades de gals. (Tavera *et al.*, 2014).

### **3.10. Investigaciones Geotécnicas**

La recopilación de datos de campo se llevó a cabo mediante un programa de investigaciones geotécnicas, que consta de: estaciones geomecánicas, excavación de calicatas y refracción sísmica. Conjuntamente, se han tomado muestras representativas (de suelos y rocas) para posteriores ensayos de laboratorio. La ubicación de las investigaciones geotécnicas se presenta en el plano P-06. A continuación, se detallan los procedimientos efectuados para la recolección de datos.

#### **3.10.1 Estaciones Geomecánicas**

Para el acopio de data estructural detallada se empleó la técnica “scanline” o línea de detalle, que permite la medida y registro de todos los atributos que intersectan una línea de muestreo dada.

Con el fin de evaluar las características del macizo rocoso, donde se emplazará el acceso, se realizaron diez estaciones geomecánicas distribuidas según se indica en el Plano P-06. La información recabada ha sido registrada metódicamente en estadillos geomecánicos, como sugiere el ítem 3.2.3. Los registros de cada estadillo se presentan en el Anexo 04.

#### **3.10.2 Ensayo con Martillo Schmidt tipo L (Esclerómetro)**

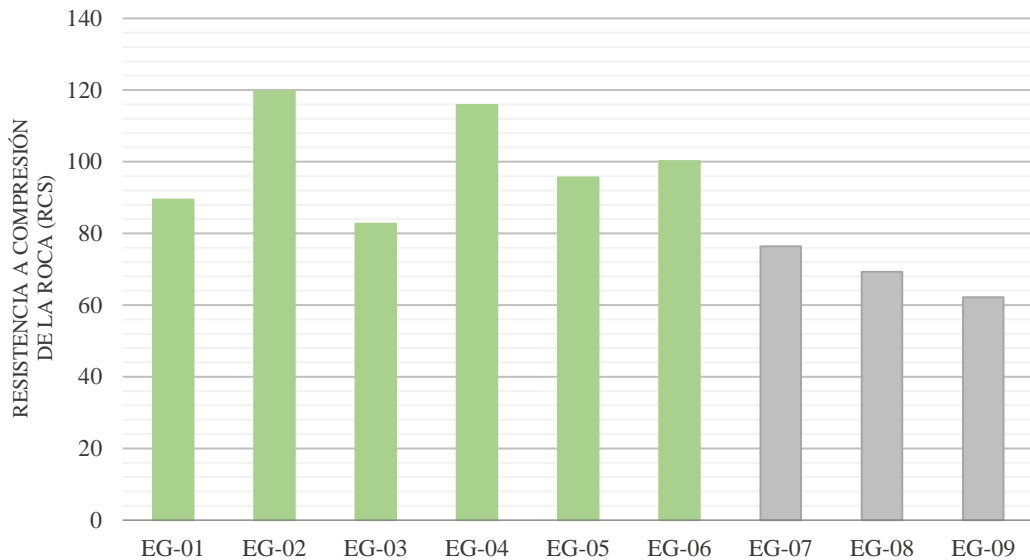
Las bases para la ejecución de este ensayo, son descritas en detalle por Barton y Choubey (1977). De acuerdo a ello, se han realizado diez lecturas en un metro cuadrado y tomado el promedio de las cinco más altas. Las lecturas (valores de rebote del esclerómetro) se han registrado en la hoja de descripción del macizo rocoso en cada estadillo geomecánico. La resistencia a compresión uniaxial del material rocoso y la resistencia a compresión de las superficies de discontinuidad expuestas (JCS) se han obtenido mediante el ábaco propuesto por Miller (1981) a partir de las medidas con martillo Schmidt tipo L.

Es preciso señalar que, la resistencia de las rocas metamórficas altamente anisotrópicas y foliadas depende de la dirección en que se aplica la carga con respecto a los planos de foliación; es decir, la resistencia está en función del ángulo de anisotropía ( $\beta$ ). Muchos investigadores de nombradía han estudiado el papel de la esquistosidad en el

comportamiento mecánico de las rocas metamórficas, tal es el caso de Fereidooni *et al.* 2015, Behrestaghi *et al.* 1996, entre otros. Los resultados generales de estas investigaciones indican que la máxima resistencia a compresión uniaxial se logra en  $\beta = 90^\circ$ , que generalmente se considera como el valor de "resistencia a la compresión representativa" para la roca anisotrópica y se designa como  $\sigma_{c90}$ , mientras que la resistencia mínima se produce cuando  $\beta$  varía entre  $20^\circ - 40^\circ$ . Por lo antedicho, se considerará como valores representativos de resistencia a compresión uniaxial de la roca esquistosa, aquellas medidas de rebote tomadas en dirección perpendicular a los planos de foliación o esquistosidad.

Los valores de resistencia a compresión simple de la roca y de las discontinuidades (JCS) se presentan en la Tabla 3.3.

En la figura 3.6 se presenta un diagrama de barras que compara los valores de resistencia a compresión simple de la roca (RCS) en cada estación geomecánica y en la figura 3.7, un diagrama Box Plot que confronta los valores de resistencia a compresión de las juntas.



RCS (Mpa.)	89.44	119.68	82.69	115.82	95.61	100.17	76.39	69.28	62.18
GRADO / DESCRIPCIÓN	R5-R4 / Roca muy fuerte a Roca fuerte						R4 / Roca fuerte		

**Figura 3.6:** Diagrama de barras de resistencia a compresión simple de la roca (basada en las medidas de rebote del martillo Schmidt tipo L).

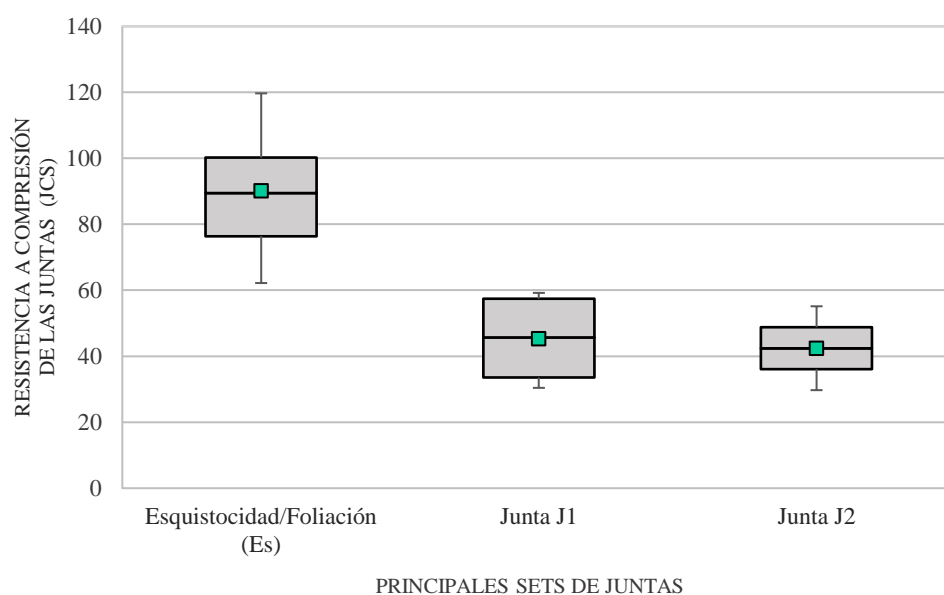
**Tabla 3. 3:** Resistencia a compresión simple basada en las medidas de rebote del martillo Schmidt tipo L.

<b>EST.</b>	<b>Tipo de discontinuidad</b>	<b>Valor medio de rebote</b>	<b>Ángulo de impacto (°)</b>	<b>Valor corregido</b>	<b>JCS (MPa)</b>
<b>EG-01</b>	Es (*)	43.1	0	40.93	89.44
	J1 (**)	29.6	45	22.99	34.58
	J2	20.8	-45	20.13	29.72
<b>EG-02</b>	Es	48.4	0	46.43	119.68
	J1	35.5	0	33.14	59.20
	J2	32.3	-45	31.80	55.14
<b>EG-03</b>	Es	41.6	0	39.45	82.69
	J1	23.3	0	20.56	30.41
	J3	20.1	45	13.17	20.56
<b>EG-04</b>	Es	47.8	0	45.81	115.82
	J1	34.8	0	32.38	56.86
<b>EG-05</b>	Es	44.3	0	42.19	95.61
	J1	26.5	0	23.84	36.17
	J3	23.9	45	17.32	25.61
<b>EG-06</b>	Es	45.5	0	43.07	100.17
<b>EG-07</b>	Es	39.7	0	37.41	66.39
<b>EG-08</b>	Es	36.1	-45	35.59	69.28
<b>EG-09</b>	Es	34.1	45	23.58	62.18

Notas:

(\*) Es = Esquistosidad/ foliación

(\*\*) J<sub>1, 2,3</sub> = Familia de juntas principales



**Figura 3.7:** Diagrama Box Plot de resistencia a compresión simple de los labios de las juntas (basada en las medidas de rebote del martillo Schmidt tipo L).

### 3.10.3 Ensayo de Refracción Sísmica

Se han ejecutado once ensayos de refracción sísmica a fin de obtener los espesores de los distintos materiales atravesados y estimar algunas características del macizo rocoso (grado de fracturación y meteorización). Su distribución se muestra en la tabla 3.4.

En este ensayo se ha medido el tiempo de propagación de las ondas compresivas transcurrido entre el sitio donde se generan la onda y la llegada de ésta a diferentes puntos de observación (geófonos). Esta información se ha procesado empleando el software “SeisImager” para generar una gráfica, denominada Domocrónica, que permite estimar las velocidades del medio y el espesor de los estratos sísmicos mediante el método Delete time o tiempo de retardo. Finalmente, los resultados se presentan en perfiles bidimensionales en los cuales se diferencian unidades geofísicas de velocidad de propagación de ondas compresionales, ver Anexo 05.

**Tabla 3. 4:** Distribución de las líneas sísmicas

Línea sísmica	Equipo	Longitud de Tendido (m)	Distribución de geófonos
Ls - 01	SMARTSEIS de GEOMETRICS	75	3
Ls - 02		75	3
Ls - 03		75	3
Ls - 04		75	3
Ls - 05		75	3
Ls - 06		75	3
Ls - 07		75	3
Ls - 08	ES - 3000 SEISMO-GRAPH	68	4
Ls - 09		51	3
Ls - 10		68	4
Ls - 11		68	4

### 3.10.4 Calicatas

Como se mencionó anteriormente, el macizo rocoso está cubierto, en algunos sectores, por depósitos coluviales de espesores variables (no mayores a los cinco metros). Debido a ello, se ha llevado a cabo la excavación de seis calicatas con la finalidad de conocer las características de este depósito coluvial. Conjuntamente, se realizó el ensayo de densidad natural mediante el método de cono de arena, ver tabla 3.5.

### 3.11. Ensayos de Laboratorio

Durante la campaña de investigaciones geotécnicas se extrajeron muestras representativas de suelos y rocas con el propósito de llevar a cabo ensayos de mecánica de suelos y de mecánica de rocas; estos se adjuntan en el Anexo 06 y Anexo 07, respectivamente. Los ensayos de laboratorio permitirán obtener algunos parámetros geotécnicos de los materiales que conforman el talud.

Los ensayos estándar se realizaron en el laboratorio Geotécnico de Hidroenergía S.R.L., y los ensayos especiales (carga puntual, corte directo en roca, descripción petrográfica) en el laboratorio de mecánica de rocas de la Universidad Nacional de Ingeniería. Todos

los ensayos de laboratorio se han elaborado teniendo en consideración los procedimientos recomendados por la Sociedad Norteamericana de Ensayos y Materiales (ASTM).

En la Tabla 3.6 se presentan los resultados obtenidos en los diferentes ensayos de laboratorio realizados en suelos, y en la Tabla 3.7 se compendia los resultados de los ensayos realizados en rocas.

**Tabla 3. 5:** Resultados de ensayos de densidad natural mediante el método de cono de arena en calicatas

CALICATA	PROF. (m)	DENSIDAD NATURAL (ASTM D4914-74)			
		CÓDIGO	HUMEDAD NATURAL (%)	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )
<b>C-01</b>	2.0	-	-	-	-
<b>C-02</b>	3.0	-	-	-	-
<b>C-03</b>	2.0	DN-01	6.78	1.84	1.72
<b>C-04</b>	2.0	DN-01	5.73	1.88	1.78
<b>C-05</b>	1.90	DN-01	5.79	1.76	1.67
<b>C-06</b>	2.10	-	-	-	-

**Tabla 3. 6:** Ensayos de laboratorio ejecutados en muestras alteradas de suelo

CALICA-TA	MUESTRA	PROF. (m)	ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN ESTÁNDAR								DENSIDAD NATURAL		ENSAYO DE CORTE DIRECTO (*)	
			SUCS	AASHTO	% FINOS	% ARENA	% GRAVA	W (%)	LL	IP	Húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-03	M-1	2.0	GW-GM	A-1a	9.63	36.17	54.19	6.24	NP	NP	1.84	1.72	31.9	0
C-04	M-1	2.0	GP-GM	A-1a	8.34	35.85	55.81	5.31	NP	NP	1.88	1.78	32.7	0
C-05	M-1	1.90	GW-GM	A-1a	5.40	23.43	71.16	4.54	NP	NP	1.76	1.67	-	-

Notas: (\*) Los ensayos de corte directo se realizaron en muestras remoldeadas de muestras de suelo que pasan la malla N°4.

**Tabla 3. 7:** Ensayos de laboratorio ejecutados en muestras superficiales de roca

EST. GEOMEC.	MUESTRA	PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA				CARGA PUNTUAL			CORTE DIRECTO (*)		PETROGRAFÍA	
		Absorción (%)	Gravedad específica seca	Porosidad (%)	Densidad (KN/m <sup>3</sup> )	Is <sub>(50)</sub> (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Grado de dureza	$\phi$ (°)	c (MPa)	Litología	Alteración
EG-01	M-1	0.58	2.72	0.02	25.85	3.99	90.3	R4	-	-	-	-
EG-03	M-1	0.65	2.76	0.02	26.06	5.08	114.9	R5	28.76	0.102	-	-
EG-06	M-1	0.69	2.75	0.02	26.27	4.47	100.9	R5	-	-	Esquisto cuarcítico	Sericítica/Oxidación

Notas: (\*) En el ensayo de carga puntual, la dirección de la carga es paralela a los planos de foliación.

### **3.12. Caracterización Geotécnica**

A continuación, se describen las propiedades de los materiales que conforman los taludes proyectados de la carretera de acceso a la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica Carpapata III. Cabe mencionar, que el macizo rocoso metamórfico intersectado por el acceso se puede definir como “roca regular – roca mala” e incluye zonas de falla y planos de debilidad que impactan en la estabilidad del acceso.

#### **3.12.1 Esquistos Regulares (Km. 0+000 – 0+315, Km. 0+500 – 0+735)**

Esquistos de alteración leve a moderada, con presencia de tres sets de discontinuidades sobre los que predominan los planos de foliación. El tamaño de los bloques oscila entre medios y pequeños. En este tipo de macizo esquistosos se ejecutaron las estaciones geomecánicas EG-01, EG-02, EG-03, EG-04, EG-05 y EG-06.

El valor medio de resistencia a compresión simple (RCS) de estas rocas es 100.58 MPa. En función a los criterios de clasificación geomecánica (ver ítem 3.13.1), los macizos esquistosos regulares poseen un RMR que oscila entre 40 – 45 y un GSI que varía entre 39 – 44. Además, su densidad promedio es de 26.14 KN/m<sup>3</sup>. Las propiedades mecánicas de estas rocas en el área del acceso serán comentadas en la sección 3.13.2.

#### **3.12.2 Esquistos Malos (Km. 0+735 – Km. 0+870)**

Macizos rocosos metamórficos de esquistos muy foliados, de alteración alta a moderada, fuertemente fracturados. Presentan tres o más familias de discontinuidades, con visible falta de blocosidad debida al espaciamiento próximo de los planos de foliación. El tamaño de los bloques es pequeño y de forma tabular. Sobre este tipo de rocas se ejecutaron las estaciones geomecánicas EG-07, EG-08, EG-09.

El valor medio de resistencia a compresión simple (RCS) de estas rocas es 69.28 MPa. En función a los criterios de clasificación geomecánica, estas rocas presentan un RMR que oscila entre 26 – 31 y un GSI que varía entre 22 – 27. Los valores de las propiedades mecánicas para estas rocas se muestran en la Tabla 3.12.

### **3.12.3 Zonas de Falla (Km. 0+315 – Km. 0+500)**

Las observaciones de campo sugieren que el acceso atraviesa dos fallas (ver plano P-05) y que las masas rocosas alrededor de las zonas de falla son extremadamente heterogéneas debido a las tensiones tectónicas, a la intemperización intensiva y a los efectos del proceso de metamorfismo.

Según Hoek (2007), a menudo se esperan grandes deformaciones y problemas de inestabilidad durante la excavación en rocas con fallas, ergo, la intersección del acceso y las zonas de falla son puntos críticos.

La estimación del GSI en las zonas de falla varía alrededor de 16-20 (ver figura 3.8) y el RMR= 18.8 indica un macizo rocoso de mala calidad.

### **3.12.4 Coluvial**

Los depósitos coluviales están distribuidos irregularmente sobre las laderas, producto de la acumulación de sedimentos otrora transportados por acción de la gravedad y del agua no canalizada. Sobre la base de los ensayos de laboratorio, los suelos coluviales se clasifican según el sistema SUCS como: GW-GM (gravas bien graduadas con limo) o GP-GM (gravas mal graduadas con limo).

Los ensayos de corte directo efectuados sobre este tipo de materiales determinan un ángulo de fricción promedio de  $36.0^\circ$  y una cohesión de  $2.0 \text{ kN/m}^2$ . En función a los ensayos de cono de arena se estable un peso específico seco promedio de  $17.5 \text{ kN/m}^3$ .

### **3.12.5 Coluvio – Aluvial**

Estos materiales se caracterizan porque son angulares y mal clasificados, por ello se infiere que el transporte que dio lugar a este depósito es corto y de procedencia local. Según el sistema SUCS podrían clasificarse como GP (gravas mal graduadas).

Se ha considerado conservadoramente un ángulo de fricción interna de  $38^\circ$ , una cohesión de  $0,0 \text{ kN/m}^2$  y un peso específico seco promedio de  $16.5 \text{ kN/m}^3$ .

### **3.13. Evaluación Geomecánica**

La evaluación geomecánica tiene como fin: evaluar la calidad del macizo rocoso según los criterios de clasificación mencionados en el ítem 2.2.2, y determinar las propiedades mecánicas de la roca y discontinuidades en base a las pautas comentadas en el ítem 2.2.3.

#### **3.13.1 Clasificación Geomecánica de Macizos Rocosos**

##### ***3.13.1.1 Clasificación RQD (Rock Quality Designation)***

Como se ha mencionado en el ítem 3.6, el macizo esquistoso posee 4 familias principales de discontinuidades, prevaleciendo la foliación estrechamente espaciada sobre cualquier otro set de juntas. Así, la estimación del RQD en roca regular es menor a 25 y en roca mala tiende a cero. Por consiguiente, la calidad del macizo rocoso según el RQD podría considerarse como pobre – muy pobre.

##### ***3.13.1.2 Clasificación GSI (Índice de Resistencia Geológica)***

Dadas las limitaciones del sistema RQD para calificar rocas foliadas, emplearemos el GSI para clasificar los tres tipos de macizos esquistosos descritos en la sección 3.14. Para ello, utilizaremos como referencia los valores de GSI para esquistos típicos (ver líneas punteadas azules en la figura 3.8), sugeridos por Hoek y Marinos (2000).

Los diferentes tipos de macizos esquistosos en torno al acceso están muy bien emparejados con los rangos del sistema GSI propuesto por Truzman (2000), quien incorporó los efectos de la foliación y la condición de las discontinuidades. En consecuencia, los rangos típicos de GSI para esquistos regulares, malos y cizallados, en torno al acceso, se muestran con líneas punteadas rojas en la figura 3.8. Nótese, que el valor de GSI para esquistos de calidad regular oscila entre 39 – 44 y para esquistos malos varía entre 22 – 27.

Como se ha comentado en la sección 3.12.3., el acceso atraviesa una amplia zona de falla. Las masas rocosas alrededor de las zonas de falla son extremadamente heterogéneas, por lo que, se espera que el GSI en esta zona oscile entre 16 – 20.

### **3.13.1.3 Clasificación RMR**

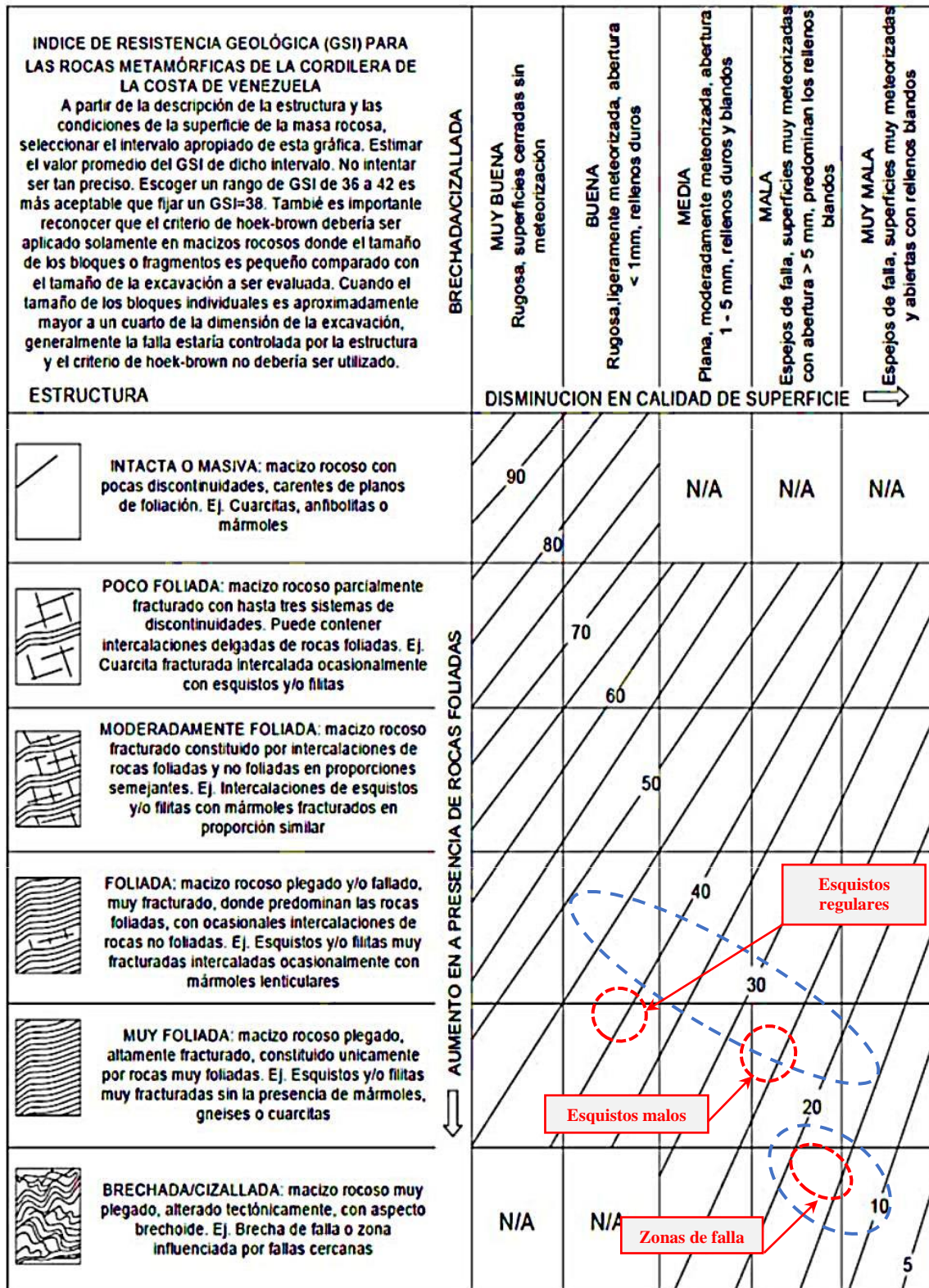
El Rock Mass Rating (RMR) se ha evaluado teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- El set principal de discontinuidades denominado “Es” controla la estabilidad de la excavación, por lo tanto, la sumatoria de la valoración de los parámetros de clasificación para este set constituirá el RMR.
- El parámetro “resistencia de la roca” comprende el promedio de los valores de resistencia a compresión simple (en dirección normal a los planos de foliación) basados en las medidas de rebote con martillo Schmidt tipo L. En consecuencia, la resistencia a compresión simple en esquistos regulares varía entre 82 – 119 MPa (roca muy fuerte a roca fuerte) y en esquistos malos oscila entre 47 – 69 MPa (roca medianamente resistente a roca fuerte).
- Visto que los esquistos en las zonas de falla están fuertemente tectonizados y alterados y tienen una baja calidad, estimar el RMR de las zonas de falla basándose en el método convencional puede implicar un error considerable en el análisis. Sin embargo, el RMR en rocas pobres puede estimarse mediante relaciones correlativas; por ejemplo, Truzman (2009) investigó la aplicabilidad del GSI para la clasificación de rocas metamórficas foliadas y propuso la siguiente atingencia entre GSI y RMR para tales rocas:

$$GSI = 1.0122RMR \quad (3.1)$$

Debido a que el macizo rocoso circundante al acceso consiste en rocas metamórficas, la ecuación (3.1) será empleada para estimar el RMR.

La clasificación RMR del macizo esquistoso se presenta en las Tablas adjuntas y las directrices para el cálculo han sido mencionadas en la sección 2.2.2.1.



**Figura 3.8:** Valores recomendados de GSI para el macizo rocoso y las zonas de falla en esquistos (líneas azules punteadas). Las líneas punteadas rojas muestran los valores estimados típicos de GSI para esquistos regulares, malos y cizallados en torno al acceso (Truzman 2000).

**Tabla 3. 8:** Observaciones geológicas requeridas para el RMR

Parámetro	Esquistos regulares	Esquistos malos
Media UCS	100.6 MPa	69.28 MPa
RQD	< 25	< 25
Espaciado de las juntas	< 60 mm	< 60 mm
Rugosidad de las juntas	Ligeramente rugosa	Lisa
Separación	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm
Persistencia de las juntas	10 – 20 m	10 – 20 m
Relleno de las juntas	Ninguno	Ninguno
Meteorización	Moderadamente meteorizada	Muy meteorizada
Condición del agua subterránea	Húmedo	Húmedo

**Tabla 3. 9:** Rock Mass Rating (RMR) para diferentes emplazamientos

Parámetro	Esquistos regulares	Esquistos malos	Zonas de falla (*)
Valuación UCS	9.6	6.8	
Valuación RQD	5	0	
Valuación Espaciado de las juntas	5	5	
Valuación Condición de las juntas	3+4+1+6+3= 17	1+1+1+6+1=10	-
Valuación Agua subterránea	10	10	
RMR básico	46.6	31.8	
Ajuste por orientación de las discontinuidades	-5	-5	
<b>RMR final</b>	<b>41.6</b>	<b>26.8</b>	<b>18.8</b>

\* El Rock Mass Rating de las zonas de falla se ha estimado mediante la ecuación (3.1).

### 3.13.1.4 Clasificación SMR

El índice SMR y los factores de ajuste  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$ , basados en la relación junta – pendiente, han sido calculados con la asistencia de la herramienta SMRTool (Riquelme *et al.* 2014). Conviene señalar que el factor de ajuste para el método de excavación ( $F_4$ ) es considerado como voladura normal.

Los valores del SMR, la estabilidad y modos de falla, para cada estación geomecánica, se presentan en las Tablas adyacentes. Las pautas para el cálculo se han referido en el ítem 2.2.2.3.

**Tabla 3. 10:** Resultados de la evaluación del SMR en esquistos regulares

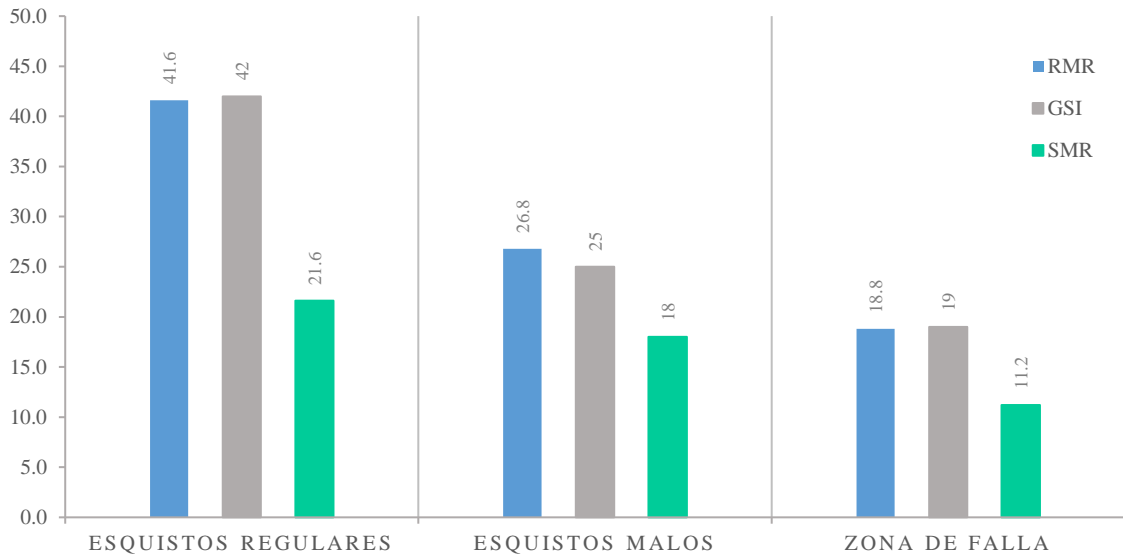
Est.	RMR	Talud	Plano/ Cuña id	Dip (°)	Dip dir (°)	Falla	$F_1$	$F_2$	$F_3$	$F_4$	SMR	Clase/ Estabilidad
EG-01	46.6	80°/175°	$E_s$	79	43	Toppling	0.15	1	-25	0	42.9	III/ Parcialmente estable
			$J_1$	67	342	Toppling	0.7	1	-25	0	29.1	IV/Inestable
			$J_2$	35	123	Planar	0.15	0.7	-60	0	40.3	IV/Inestable
			$W_{E_s J_2}$	35	125	Wedge	0.15	0.7	-60	0	40.3	IV/Inestable
EG-02	46.6	80°/190°	$E_s$	65	74	Toppling	0.15	1	-25	0	42.9	III/ Parcialmente estable
			$J_1$	79	344	Toppling	0.4	1	-25	0	36.6	IV/Inestable
			$J_2$	36	127	Planar	0.15	0.85	-60	0	39	IV/Inestable
			$W_{E_s J_2}$	35	145	Wedge	0.15	0.7	-60	0	40.3	IV/Inestable
EG-03	46.6	80°/174°	$E_s$	67	56	Toppling	0.15	1	-25	0	42.9	III/ Parcialmente estable
			$J_1$	78	309	Toppling	0.15	1	-25	0	42.9	III/ Parcialmente estable
			$J_3$	41	215	Planar	0.15	0.85	-60	0	39	IV/Inestable
			$W_{E_s J_3}$	13	140	Wedge	0.15	0.15	-60	0	45.3	III/ Parcialmente estable
			$W_{J_2 J_3}$	40	229	Wedge	0.15	0.85	-60	0	39	IV/Inestable
EG-04	46.6	80°/150°	$E_s$	66	66	Planar	0.15	1	-60	0	37.6	IV/Inestable
			$J_1$	77	326	Toppling	1	1	-25	0	21.6	IV/Inestable

**Tabla 3. 10:** Resultados de la evaluación del SMR en esquistos malos (continuación)

Est.	RMR	Talud	Plano/ Cuña id	Dip (°)	Dip dir (°)	Falla	$F_1$	$F_2$	$F_3$	$F_4$	SMR	Clase/ Estabilidad
<b>EG-05</b>	46.6	80°/120°	$E_s$	70	62	Planar	0.15	1	-60	0	37.6	IV/Inestable
			$J_1$	71	315	Toppling	0.7	1	-25	0	29.1	IV/Inestable
			$J_3$	46	200	Planar	0.15	1	-60	0	37.6	IV/Inestable
			$W_{E_s J_3}$	28	141	Wedge	0.4	0.4	-60	0	37	IV/Inestable
<b>EG-06</b>	46.6	80°/177°	$E_s$	74	59	Toppling	0.15	1	-25	0	42.9	III/ Parcialmente estable
			$J$	54	110	Planar	0.1	1	-60	0	40.6	IV/Inestable
			$W_{E_s J}$	53	127	Wedge	0.15	1	-60	0	37.6	IV/Inestable
<b>EG-07</b>	31.8	75°/190°	$E_s$	77	49	Toppling	0.15	1	-25	0	32.1	IV/Inestable
			$J_1$	83	330	Toppling	0.15	1	-25	0	32.1	IV/Inestable
			$J_2$	34	220	Planar	0.15	0.7	-60	0	29.5	IV/Inestable
			$W_{E_s J_2}$	5	138	Wedge	0.15	0.15	-60	0	34.5	IV/Inestable
			$W_{J_1 J_2}$	32	244	Wedge	0.15	0.7	-60	0	29.5	IV/Inestable
<b>EG-08</b>	31.8	48°/170°	$E_s$	65	80	Toppling	0.15	1	-6	0	35.7	IV/Inestable
			$J_1$	60	353	Toppling	1	1	0	0	35.8	IV/Inestable
			$J_2$	29	151	Planar	0.7	0.4	-60	0	18	IV/Inestable
			$W_{E_s J_2}$	29	155	Wedge	0.7	0.4	-60	0	18	IV/Inestable
<b>EG-09</b>	31.8	80°/192°	$E_s$	39	22	Toppling	0.7	1	-6	0	31.6	IV/Inestable
			$J_1$	85	318	Toppling	0.15	1	-25	0	31.1	IV/Inestable
<b>EG-10</b>	16.8	80°/203°	$E_s$	39	128	Planar	0.15	0.85	-60	0	11.2	IV/Inestable

A manera de síntesis, la figura 3.9 presenta un diagrama de barras que compara las diferentes clasificaciones geomecánicas evaluadas anteriormente.

**CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS  
EN TORNO AL ACCESO**



**Figura 3.9:** Diagrama de barras por grupos en función a las clasificaciones geomecánicas de las rocas metamórficas en torno al acceso.

### 3.13.2 Propiedades Geomecánicas de los Materiales

Según la caracterización geotécnica de los materiales que conforman los taludes proyectados de la carretera de acceso, en el presente capítulo, se evaluarán las propiedades mecánicas de la roca intacta, de los macizos rocosos, de las discontinuidades y de los suelos de cobertura.

Subrayamos que el acceso se desarrolla sobre esquistos foliados, es decir, la roca se encuentra dividida en hojas paralelas de origen tectónico. Por ende, la anisotropía es característica de estas rocas; sin embargo, dadas las limitaciones del presente estudio, no ha sido posible investigar la influencia de la anisotropía en las propiedades resistentes de los esquistos.

#### 3.13.2.1 Propiedades de la Roca Intacta

La determinación de las propiedades físicas e ingenieriles de los esquistos cuarcíticos se ha llevado a cabo en base a las recomendaciones de Behrestaghi *et al.* (1996) y Nasser *et al.* (2003) y los resultados se presentan en la Tabla 3.11.

La revisión bibliográfica sobre rocas esquistosas anisotrópicas revela que la resistencia máxima a fallas está en  $\beta = 0^\circ$  o  $90^\circ$  y es mínima cuando  $\beta$  varía entre  $30^\circ - 45^\circ$ . Debido a ello, las propiedades ingenieriles de los esquistos (en la Tabla 3.11) se muestran en la “orientación representativa”, es decir, cuando  $\beta=90^\circ$ .

En la Tabla 3.11,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $G$  y  $n$  son el peso específico seco, el peso específico saturado, la gravedad específica de la roca y la porosidad, respectivamente. Además,  $m_i$  es una de las constantes en el criterio de falla de Hoek y Brown para rocas intactas,  $MR$ ,  $\sigma_{ci}$  y  $E_i$  son la relación modular, la resistencia a compresión uniaxial y el módulo de deformación de la roca intacta.

**Tabla 3. 11:** Propiedades mecánicas de rocas esquistosas en torno al acceso

Propiedad	Parámetro	Unidad	Unidad Geotécnica		
			Esquistos regulares	Esquistos malos	Zona de falla
<b>Zona*</b>	-	-	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>
<b>Propiedades físicas de la roca</b>	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>	26.81	26.06	25.87
	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	27.01	26.36	26.17
	$G$	-	2.79	2.74	2.72
	$n$	%	2.0	3.0	3.0
	$e$	-	0.02	0.03	0.03
<b>Propiedades mecánicas de la roca intacta</b>	$\sigma_{c90}$	kN/m <sup>2</sup>	100580	69280	45000
	$m_i$	-	12	8.5	8
	$E_i$	kN/m <sup>2</sup>	10 x 10 <sup>6</sup>	6.9 x 10 <sup>6</sup>	6.8 x 10 <sup>6</sup>
	$MR^{**}$	-	100	100	150

\*Ver la zonificación geomecánica en el apartado 3 del ítem 3.13.

### 3.13.2.2 Propiedades del macizo rocoso

Las propiedades mecánicas del macizo rocoso, en torno al acceso hacia la casa de máquinas de la central hidroeléctrica Carpapata III, se han estimado con asistencia del software RocData v.4.014. Para computar las propiedades mecánicas del macizo

esquistoso se ha empleado el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown, basado en el GSI y los parámetros de partida de la roca intacta (ver tabla 3.12).

En la tabla 3.12,  $D$  es el factor de perturbación,  $m_b$  el valor de la constante de Hoek-Brown para el macizo rocoso,  $s$  y  $a$  son las constantes intrínsecas del macizo rocoso. Asimismo, la “línea Mogi” define la relación entre las tensiones efectivas principales mayor y menor para la cual se produce la transición de la rotura frágil a la rotura dúctil.

**Tabla 3. 12:** Propiedades mecánicas de rocas esquistosas en torno al acceso

Propiedad	Parámetro	Unidad	Unidad Geotécnica		
			Esquistos regulares	Esquistos malos	Zona de falla
Zona	-	-	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>
GSI	-	-	42	25	19
Factor de perturbación	$D$	-	0.2	0.5	0.2
	$m_b$	-	1.2	0.25	0.32
Criterio de Hoek-Brown	$s$	-	0.001	$5 \times 10^{-5}$	$6 \times 10^{-5}$
	$a$	-	0.50	0.53	0.50
Modo de rotura	Línea Mogi	-	Frágil	Frágil	Frágil

### 3.13.2.3 Propiedades mecánicas de los suelos

La resistencia de los suelos es gobernado por el criterio de falla de Mohr-Coulomb ( $\tau = c + \sigma'_n \tan \phi$ ), esta resistencia se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Los parámetros de resistencia que se consignan en la Tabla 3.13 corresponden a los valores de  $c$  y  $\phi$ , en términos de esfuerzos efectivos, obtenidos de ensayos de laboratorio realizados en suelos similares, ver la Tabla 02-E y la Tabla 02-F (Anexo 02).

**Tabla 3. 13:** Propiedades mecánicas de los suelos en torno al acceso

Propiedad	Parámetro	Unidad	Depósitos cuaternarios	
			Q-co	Q-co-al
<b>Tipo de Depósito</b>	-	-	Coluvial	Coluvio-aluvial
<b>Zona</b>	-	-	II	III
<b>Tipo de suelo</b>	<i>SUCS</i>	-	GP-GM	GP
<b>Propiedades físicas de los suelos</b>	Peso unitario (Bulk density)	kN/m <sup>3</sup>	18.44	17.4
	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>	17.5	16.5
	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	20.7	20.1
	$G$	-	2.65	2.65
	$e$	-	0.49	0.58
<b>Criterio de Morh-Coulomb</b>	$\phi$	grados	35	38
	$c$	kN/m <sup>2</sup>	2 - 6	0
	$\sigma_t$	kN/m <sup>2</sup>	-2.8	0
<b>Modo de rotura</b>	<i>Línea Mogi</i>	-	Frágil	Frágil

En la Tabla 3.13,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $G$ ,  $e$ ,  $\phi$ ,  $c$  y  $\sigma_t$  son el peso específico seco, el peso específico saturado, la gravedad específica, la relación de vacíos, el ángulo de fricción, la cohesión y la resistencia a tracción de los suelos, respectivamente.

#### 3.13.2.4 Propiedades mecánicas de las discontinuidades

El cómputo de las propiedades mecánicas de las discontinuidades se ha efectuado con asistencia del software RocData v.4.014, aplicando el criterio de rotura de Barton-Bandis ( $\tau = \sigma'_n \tan \left[ JRC \log \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right]$ ). Este último, se menciona detalladamente en la sección 2.2.3.3.

Conviene precisar que, la rugosidad y la resistencia son dependientes de la escala de la discontinuidad. Por ello, Barton y Bandis (1990) propusieron las correcciones de escala para  $JRC$  y  $JCS$  que se presentan en las siguientes expresiones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02*JRC_0} \quad (3.2)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.03*JRC_0} \quad (3.3)$$

Donde:  $JRC_0$ ,  $JCS_0$  y  $L_0$  (longitud) se refieren a muestras a escala de laboratorio, de 100 mm, y  $JRC_n$ ,  $JCS_n$  y  $L_n$  se refieren a tamaños de las juntas naturales in situ.

Otro aspecto que debe ser mencionado es que sólo se ha considerado las propiedades resistentes de las discontinuidades para el macizo esquistoso regular (Zona I<sub>1</sub>), pues, la estabilidad de los taludes proyectados, en esta zona, tendrá un marcado control estructural a escala local. En la Tabla 3.14 se presentan las propiedades de las discontinuidades, nótese que aquí se muestran los valores para  $JRC_n$  y  $JCS_n$ .

**Tabla 3. 14:** Propiedades mecánicas de las discontinuidades en macizos esquistosos de calidad regular

Propiedad	Parámetro	Unidad	PRINCIPALES SETS DE JUNTAS			
			Set 1	Set 2	Set 3	Set 4
Set de juntas	-	-	Es(*)	J1	J2	J3
Orientación (DIP/DD)	-	-	70/62	74/330	33/133	40/214
Persistencia	-	m	> 100	1-3	2-5	3-10
Ángulo de fricción básico	$\phi_b$	grados	30	30	30	30
	$\phi_r$	grados	28.17	20.27	18.67	17.46
Criterio de Barton Bandis	$JRC_0$	-	3	11	14	14
	$JCS_0$	kN/m <sup>2</sup>	95610	36174	29720	25610
Efecto de escala	$JRC_n$	-	2.28	10.47	13.15	12.50
	$JCS_n$	kN/m <sup>2</sup>	63169	33606	27062	21600

(\*) Planos de foliación continuos en toda la altura del corte.


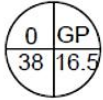
### **3.13.3 Zonificación Geomecánica de los Taludes**

La zonificación geomecánica, que se presenta en el plano P – 07, se ha efectuado en base a criterios litológicos, estructurales, grado de meteorización, fracturamiento, resistencia y calidad del macizo rocoso (aspectos que se han abordado en secciones anteriores).

Los macizos rocosos metamórficos, atravesados por la carretera de acceso, se han dividido convenientemente en tres zonas ( $I_1$ ,  $I_2$  y  $I_3$ ) con laderas rocosas de características estructurales y mecánicas similares; esto, a fin de, facilitar la elección del método de cálculo de estabilidad de taludes más adecuado en cada zona. De la misma forma, los suelos de cobertura se han zonificado en función a su origen y propiedades mecánicas (Zona II, III y IV). Obsérvese en la Tabla 3.15 las principales características de cada zona y los respectivos ángulos de diseño de taludes.

Es preciso señalar que los taludes de diseño adoptados están fuertemente influenciados por las características topográficas del terreno, pues, las laderas poseen una pendiente escarpada que en muchos sectores supera el 100 % (véase el plano P-04); además, el desarrollo de la carretera Tarma - La Merced (en la cabecera de las laderas) dificulta proyectar taludes de corte más horizontales.

**Tabla 3. 15:** Zonificación geomecánica de los materiales que conforman los taludes

ZONA	DESCRIPCIÓN	PROP.MECÁNICAS	DISEÑO DE TALUDES																				
ROCAS	<b>I<sub>1</sub></b> ROCA REGULAR Esquistos de alteración moderada a leve. Tamaño de bloques medio-pequeño. Morfología muy escarpada, pendientes superiores al 100 %. Presencia de 3 set de juntas. Foliación subvertical, de inclinación favorable. Escorrentía superficial por arroyada difusa o laminar.	<table border="1"> <tr><td>0.5</td><td>26.81</td></tr> <tr><td>0.001</td><td>100.6</td></tr> <tr><td>1.2</td><td>42</td></tr> <tr><td>12</td><td>0.2</td></tr> </table>	0.5	26.81	0.001	100.6	1.2	42	12	0.2	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona</th> <th>Corte (H:V)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>I<sub>1</sub></td><td>1:8</td></tr> <tr><td>I<sub>2</sub></td><td>1:6</td></tr> <tr><td>I<sub>3</sub></td><td>1:6</td></tr> <tr><td>II</td><td>1:4</td></tr> <tr><td>III</td><td>1:3</td></tr> </tbody> </table> <p>Limitantes:                      * Carretera Tama - La Merced.                      * Morfología escarpada.</p>	Zona	Corte (H:V)	I <sub>1</sub>	1:8	I <sub>2</sub>	1:6	I <sub>3</sub>	1:6	II	1:4	III	1:3
	0.5	26.81																					
	0.001	100.6																					
1.2	42																						
12	0.2																						
Zona	Corte (H:V)																						
I <sub>1</sub>	1:8																						
I <sub>2</sub>	1:6																						
I <sub>3</sub>	1:6																						
II	1:4																						
III	1:3																						
<b>I<sub>2</sub></b> ROCA MALA Esquistos muy foliados, altamente alterados. Tamaño de bloques pequeños. Morfología escarpada, con pendientes que pueden superar el 100 %. Presencia de 3 a más set de juntas, visible falta de blocosidad. Macizos con cierta permeabilidad por fisuración. Drenaje deficiente por fisuras.	<table border="1"> <tr><td>0.5</td><td>26.06</td></tr> <tr><td>4x10<sup>-5</sup></td><td>69.3</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>25</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.5</td></tr> </table>	0.5	26.06	4x10 <sup>-5</sup>	69.3	0.3	25	9	0.5														
0.5	26.06																						
4x10 <sup>-5</sup>	69.3																						
0.3	25																						
9	0.5																						
<b>I<sub>3</sub></b> ZONA DE FALLA Las observaciones de campo sugieren que el acceso atraviesa dos fallas. Los macizos esquistosos en torno a las zonas de falla son muy heterogéneos. Morfología muy escarpada, pendientes superiores al 100 %. Materiales con cierta permeabilidad. Agua en zona de fallas y fracturas.	<table border="1"> <tr><td>0.5</td><td>25.87</td></tr> <tr><td>6x10<sup>-5</sup></td><td>45.0</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>19</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.2</td></tr> </table>	0.5	25.87	6x10 <sup>-5</sup>	45.0	0.5	19	8	0.2														
0.5	25.87																						
6x10 <sup>-5</sup>	45.0																						
0.5	19																						
8	0.2																						
SUELOS	<b>II</b> DEPÓSITO COLUVIAL Suelos granulares con mayor o menor contenido de fracción limosa (GP-GM). Morfología escarpada, disectado por quebradas. Materiales semipermeables. Drenaje aceptable por percolación.		<p><b>SIMBOLOGÍA</b></p> <p>a — P. Específico (KN/m<sup>3</sup>)</p> <p>s — <math>\sigma_c</math> (MPa)</p> <p>m<sub>b</sub> — GSI</p> <p>m<sub>i</sub> — Factor de perturbación "D"</p> <p>c (KN/m<sup>2</sup>) — Clasificación SUCS</p> <p>Ø (°) — P. Específico (KN/m<sup>3</sup>)</p>																				
	<b>III</b> DEPÓSITO COLUVIO - ALUVIAL Gravas angulares y mal clasificadas (GP, GP-GM). Morfología escarpada. Drenaje superficial por arroyada en surcos o cárcavas.																						
OBSERVACIONES: El presente mapa no deberá ser empleado como sustitución de las investigaciones geotécnicas que los proyectos de construcción requieran en cada caso.																							

Notas:

- $\sigma_c$  es la resistencia a compresión simple de la roca intacta,  $m_b$  es el valor de la constante de Hoek-Brown para el macizo rocoso,  $s$  y  $a$  son las constantes intrínsecas del macizo rocoso.
- $\phi$  y  $c$  son el ángulo de fricción y la cohesión de los suelos, respectivamente.

### 3.14. Análisis de Datos y Presentación de Resultados

#### 3.14.1 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes que se consignan en la Tabla adjunta, están en función de las características geomecánicas de los materiales que conforman el talud y de los posibles mecanismos de rotura que pueden tener lugar. Las secciones de análisis se presentan en el plano P-08.

**Tabla 3. 16:** Métodos de análisis de estabilidad de taludes naturales y proyectados

Escala	Material	Mecanismo de falla	Método de análisis	Sección geomecánica	Software utilizado
Local	Esquisto de calidad regular (Zona I <sub>1</sub> )	Planar	Análisis cinemático	A-A' B-B'	RocPlane
		Cuña	Equilibrio límite	G-G' H-H'	Swedge
		Toppling		I-I'	
Global	Esquisto de calidad regular (Zona I <sub>1</sub> )	Mixta	Equilibrio límite	A-A' B-B' G-G' H-H' I-I'	Slide
	Esquisto de mala calidad (Zona I <sub>2</sub> )	Mixta o Circular	Equilibrio límite	J-J' K-K'	Slide
	Zona de falla (Zona I <sub>3</sub> )	Mixta	Equilibrio límite	C-C' D-D' E-E' F-F'	Slide

Conviene mencionar que los mecanismos de falla de taludes y los métodos de análisis de estabilidad de taludes han sido abordados en las secciones 2.2.4 y 2.2.5, respectivamente.

### 3.14.2 Escenarios de Análisis

Se han determinado cinco escenarios para el análisis de estabilidad de taludes proyectados, éstos se detallan en la tabla 3.17. Nótese que se ha incluido el escenario 1 y 2 con el fin de suplir la carencia de un modelo hidrogeológico preciso (ver sección 3.4.5).

El análisis sísmico de los taludes proyectados (escenarios 4 y 5) se llevará a cabo mediante el enfoque pseudoestático. Este último se ha abordado en la sección 2.2.6. Conjuntamente, en el ítem 3.9 se ha evaluado el peligro sísmico (a escala regional) y se ha establecido el valor del coeficiente de aceleración sísmica pseudoestático.

**Tabla 3. 17:** Diferentes escenarios para el análisis de estabilidad de taludes naturales y proyectados

Escenario (Estado)	Coeficiente de aceleración pseudoestático (*)		Nivel freático	Descripción
	Kh	Kv		
<b>Escenario 1</b> Drenado	0	0	Ausente	Estado en condiciones estáticas drenadas
<b>Escenario 2</b> Saturación total	0	0	Superficie del terreno	Condiciones de lluvias extraordinariamente intensas
<b>Escenario 3 (*)</b> Sismicidad máxima	0.18	0	Ausente	Máximas aceleraciones sísmicas en la zona

(\*) Véase la sección 3.9.2.

### 3.14.3 Análisis de Estabilidad de Taludes

Este análisis está orientado a evaluar la estabilidad local y global de los taludes proyectados para la carretera de acceso a la Central Hidroeléctrica Carpapata III. Se ha considerado para el análisis de estabilidad local fallas planares, en cuñas y por vuelco; asimismo, fallas circulares y no circulares para el análisis de estabilidad global (ver sección 3.14).

### 3.14.3.1 Análisis de Estabilidad Local

El mecanismo de falla en la zona I<sub>1</sub> (esquistos de calidad regular), a escala local, tiene un marcado control estructural. Dicho esto, es probable que se produzcan desplazamientos a lo largo de discontinuidades de persistencia dominante. En consecuencia, se analizarán las secciones A-A', B-B', G-G', H-H' e I-I' mediante proyecciones estereográficas equiareales y equilibrio límite (ver sección 2.2.5).

#### Viabilidad cinemática

Los taludes proyectados, para la carretera de acceso, tienen un ángulo de inclinación muy escarpado con un sistema desarrollado de juntas. Enfatizamos que la proyección estereográfica de la fábrica estructural (figura 3.5) sugiere cuatro familias principales de discontinuidades, cuya orientación promedio se muestra en la tabla adjunta.

**Tabla 3. 18:** Orientación de los principales sets de juntas

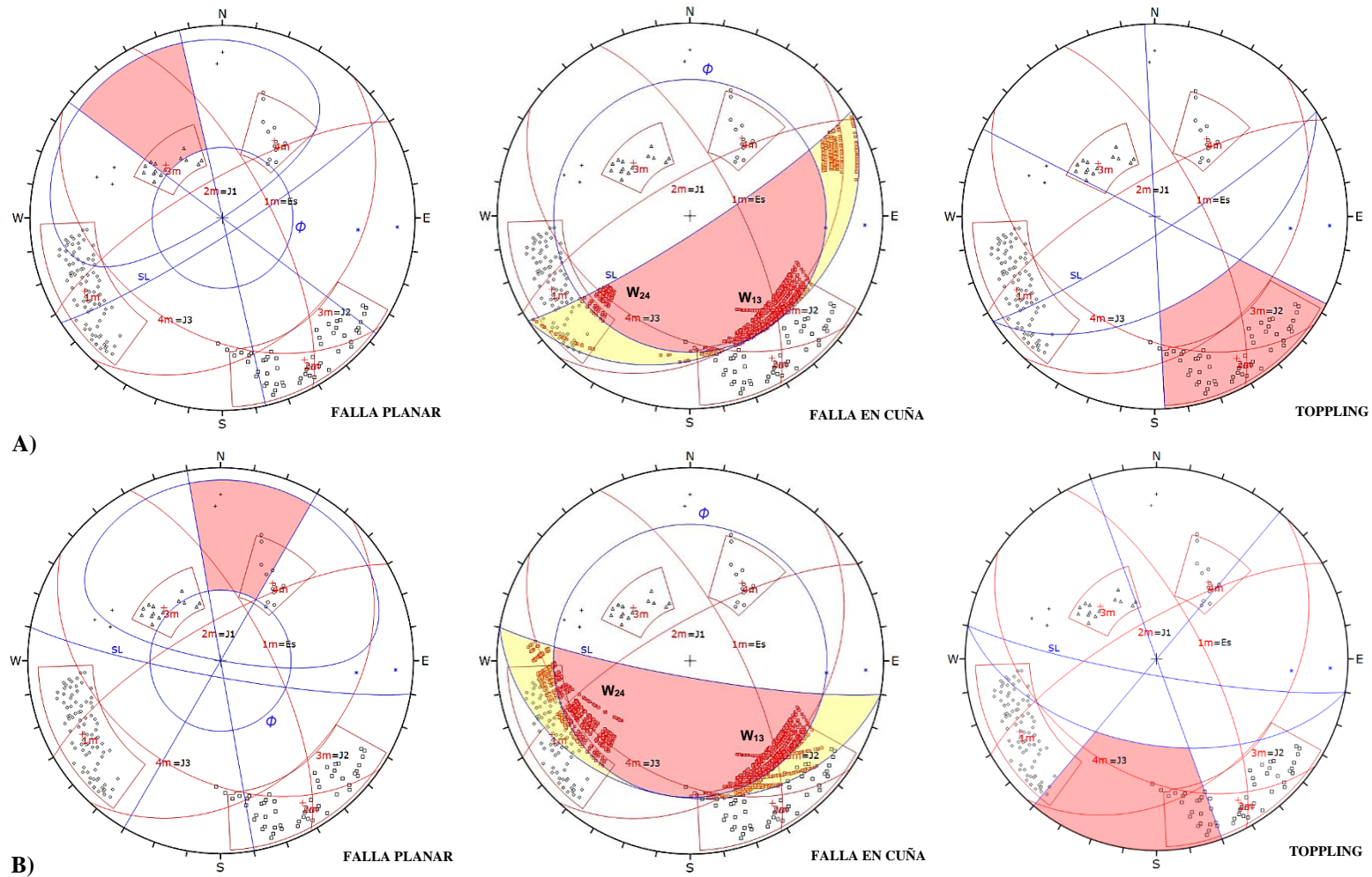
Sección	Orientación del talud	Zona	Tipo de roca	Orientación promedio de las juntas			
				Set 1	Set 2	Set 3	Set 4
				Es	J1	J2	J3
A-A'	83°/147°						
B-B'	83°/179°						
G-G'	83°/190°	II	Roca regular	70°/062°	74°/330°	33°/133°	40°/214°
H-H'	83°/169°						
I-I'	83°/180°						

El análisis de la viabilidad cinemática de la falla de los taludes proyectados, que se condensa en la Tabla 3.19, indica la posibilidad de fallas tipo cuñas, volcamientos (toppling), junto con algunas fallas planares. El análisis de cada sección se presenta en el Anexo 08.

**Tabla 3. 19:** Viabilidad cinemática de la falla de taludes proyectados

Sección	Orientación del talud	Mecanismo de falla	Set de juntas críticas
<b>A-A'</b>	83°/147°	Planar	Set 3
		Wedge	Set 1 y Set 3 (W <sub>13</sub> )
			Set 2 y Set 4 (W <sub>24</sub> )
Flexural Toppling	Set 2		
<b>B-B'</b>	83°/179°	Wedge	Set 1 y Set 3 (W <sub>13</sub> )
			Set 2 y Set 4 (W <sub>24</sub> )
		Flexural Toppling	Set 2
<b>G-G'</b>	83°/190°	Planar	Set 4
		Wedge	Set 1 y Set 3 (W <sub>13</sub> )
			Set 2 y Set 4 (W <sub>24</sub> )
Flexural Toppling	Set 1, Set2		
<b>H-H'</b>	83°/169°	Planar	Set 3
		Wedge	Set 1 y Set 3 (W <sub>13</sub> )
			Set 2 y Set 4 (W <sub>24</sub> )
Flexural Toppling	Set 2		
<b>I-I'</b>	83°/180°	Planar	Set4
		Wedge	Set 1 y Set 3 (W <sub>13</sub> )
			Set 2 y Set 4 (W <sub>24</sub> )
Flexural Toppling	Set 2		

En la figura 3.11, se ilustra la evaluación cinemática de los principales mecanismos de falla mediante stereonets. Nótese, que la esquistosidad presenta una orientación generalmente favorable con respecto a los taludes proyectados.



**Figura 3.10:** Análisis de viabilidad cinemática de la falla de los taludes proyectados. A) Sección A-A'. B) Sección G-G'. El área de color rosa indica la zona crítica de falla. Los símbolos usados en la figura son SL: Talud;  $\phi$  = ángulo de fricción promedio de las juntas. Es: Esquistosidad; J1, J2 y J3: Juntas;  $W_{J1J3}$ ,  $W_{EsJ2}$ ,  $W_{J1J2}$ : Cuñas formadas por la intersección de las juntas.

## Equilibrio Límite

Las técnicas de equilibrio límite se han empleado para estimar el factor de seguridad de los mecanismos de falla identificados en la sección anterior. Es preciso señalar, que las roturas en roca (con control estructural) se han evaluado con asistencia de los softwares RocPlane y Swedge. Recordemos que el acceso a la Central Hidroeléctrica se desarrolla en el talud inferior de la carretera Tarma – La Merced. Por consiguiente, esta área experimenta un intenso tráfico vehicular. Con el objeto de incluir esta condición al cálculo del factor de seguridad, se ha considerado una fuerza externa vertical de 150 KPa.

La Tabla 3.20, indica los factores de seguridad obtenidos para cada sección de análisis. La evaluación detallada se incluye en el Anexo 08.

**Tabla 3. 20:** Factor de seguridad de fallas con control estructural en taludes proyectados

Sección	Talud		Falla	Set de juntas críticas	Factor de Seguridad (FS <sub>i</sub> )		
	DIP/DD	altura			Estado 1	Estado 2	Estado 3
A-A' (0+080)	83°/147°	8	Planar	Set 3	2.06	1.62	1.51
			Wedge	W <sub>13</sub>	1.938	1.925	1.92
				W <sub>24</sub>	1.03	1.01	1.027
B-B' (0+280)	83°/179°	31.1	Wedge	W <sub>13</sub>	3.85	3.79	3.73
				W <sub>24</sub>	3.56	3.46	3.41
			Planar	Set 4	1.36	0.97	0.99
G-G' (0+520)	83°/190°	56.5	Cuña	W <sub>13</sub>	3.41	3.36	3.32
				W <sub>24</sub>	4.62	4.63	4.39
			Flexural Toppling (*)	Set 1	0.62	-	-
H-H' (0+600)	83°/169°	64	Planar	Set 3	1.70	1.30	1.21
			Wedge	W <sub>13</sub>	3.86	3.81	3.75
				W <sub>24</sub>	2.67	2.61	2.59

(\*) Análisis basado en el método de Adhikary *et al.* (1997). Conservadoramente, en el cálculo se ha considerado una resistencia a tracción de la junta igual o menor a 1.0 MPa.

**Tabla 3.20:** Factor de seguridad de fallas con control estructural en taludes proyectados (continuación)

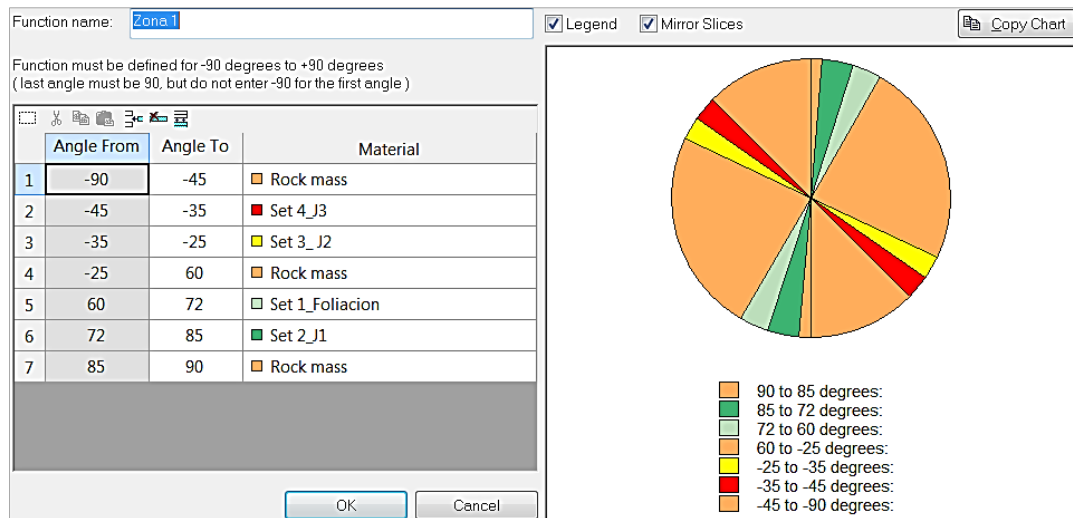
Sección	Talud		Falla	Set de juntas críticas	Factor de Seguridad (FS <sub>i</sub> )		
	DIP/DD	altura			Estado 1	Estado 2	Estado 3
I-I' (0+680)	83°/180	71.7	Planar	Set 3	1.30	0.92	0.95
			Wedge	W <sub>13</sub>	3.85	3.84	3.73
				W <sub>24</sub>	3.54	3.53	3.40

### 3.14.3.2 Análisis de Estabilidad Global

La estabilidad global de los taludes proyectados se ha evaluado mediante el método de equilibrio límite (ver sección 2.2.5.2.) con asistencia del software Slide v.6.0. Atendiendo a las características de los materiales, se han considerado superficies de falla circulares y no circulares para el cómputo del FS<sub>i</sub> de los taludes proyectados. Así, se ha utilizado el método de Bishop simplificado para superficies de falla circulares y los métodos de Janbú Simplificado y Morgenstern-Price para cualquier forma de la superficie de falla.

Las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen los taludes proyectados se han definido en la sección 3.13.2. Sin embargo, para simular el comportamiento de los materiales, en función a la zonificación geomecánica, se ha empleado algunas opciones del programa Slide que merecen ser mencionadas.

- La opción resistencia anisotrópica generalizada (“Generalized Anisotropic Strength”) adjudicada a los materiales que constituyen la zona I<sub>1</sub>, ha permitido crear una función de material compuesto en la que se ha asignado diferentes modelos de resistencia a ciertos rangos angulares. En la figura 3.11, se ilustra la función generalizada de resistencia.
- La influencia de las fallas geológicas locales en la estabilidad de los taludes proyectados, se ha modelado creando superficies de falla no circulares o polilíneas de búsqueda de bloque (“Block Search Polyline”) para generar aleatoriamente las ubicaciones de vértices de superficie de deslizamiento. Además, la superficie de deslizamiento está limitada a seguir la superficie o la polilínea creada.



**Figura 3.11:** Función de resistencia anisotrópica generalizada para los materiales que constituyen la Zona I<sub>1</sub>. Nótese que en la ventana de diálogo (a la derecha) se miden los ángulos desde el plano horizontal; por ende, el 90° representa el plano vertical.

En la Tabla adjunta, se presentan los factores de seguridad mínimos para cada sección de análisis. Los reportes de interpretación del programa Slide se adjunta en el Anexo 09.

**Tabla 3. 21:** Análisis de estabilidad global de taludes proyectados

Zona	Sección	Criterio de resistencia	Superf. de Falla	Método de cálculo	Factor de seguridad (FS <sub>i</sub> )		
					Estado1	Estado 2	Estado 3
Zona I <sub>1</sub>	A-A' (0+080)	Anisotrópico Generalizado	No circular	Janbú simplificado	1.09	0.58	0.84
				Morgenstern-Price	1.09	0.57	0.85
	B-B' (0+280)	Anisotrópico Generalizado	No Circular	Janbú simplificado	1.17	0.72	0.89
				Morgenstern-Price	1.18	0.74	0.93
	G-G' (0+520)	Anisotrópico Generalizado	No Circular	Janbú simplificado	1.23	0.80	0.99
				Morgenstern-Price	1.24	0.79	1.00
	H-H' (0+600)	Anisotrópico Generalizado	No Circular	Janbú simplificado	1.15	0.64	0.87
				Morgenstern-Price	1.16	0.64	0.89

**Tabla 3. 21:** Análisis de estabilidad global de taludes proyectados (continuación)

Zona	Sección	Criterio de resistencia	Superf. de Falla	Método de cálculo	Factor de seguridad (FSi)		
					Estado 1	Estado 2	Estado 3
Zona I <sub>1</sub>	I-I' (0+680)	Anisotrópico Generalizado	Circular	Bishop simplificado	1.66	0.68	1.07
				Morgenstern-Price	1.77	0.69	1.13
Zona I <sub>2</sub>	J-J' (0+760)	Hoek –Brown generalizado	Circular	Bishop Simplificado	1.05	0.25	0.73
				Morgenstern-Price	1.12	0.28	0.75
	K-K' (0+820)	Hoek –Brown generalizado	Circular	Bishop Simplificado	1.61	1.40	1.51
				Morgenstern-Price	1.59	1.39	1.49
Zona I <sub>3</sub>	C-C' (0+330)	Hoek –Brown generalizado	Circular	Bishop Simplificado	1.21	0.25	1.10
				Morgenstern-Price	1.23	0.25	1.15
	D-D' (0+360)	Hoek –Brown generalizado	Circular	Bishop Simplificado	1.14	0.23	0.87
				Morgenstern-Price	1.15	0.24	0.92
	E-E'(*) (0+410)	Hoek –Brown generalizado	Circular	Bishop Simplificado	1.18	0.1	0.89
				Morgenstern-Price	1.17	0.1	0.87
F-F' (0+460)	Hoek –Brown generalizado	No circular	Janbú simplificado	1.17	-	0.85	
			Morgenstern-Price	1.18	-	-	

(\*) La superficie de deslizamiento coincide con la superficie de falla.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 4.1. Disquisición del Análisis de Estabilidad Local

##### 4.1.1 Viabilidad Cinemática

Son cuatro los sets principales de juntas (figura 3.5) que influirán en la estabilidad de los taludes proyectados tal como sigue:

- Los planos de foliación (Set 1), tienen un espaciamiento extremadamente cerrado y alta persistencia, por lo que, se asumen como superficies continuas para los taludes en estudio. Tienen una fuerte inclinación y buzamiento, generalmente, en contra de los taludes proyectados; en efecto, son exiguos los mecanismos de falla planar a través de estas superficies. Nótese, que en los análisis de viabilidad cinemática (ver Tabla 3.20) no se han identificado la ocurrencia de fallas planares a favor del Set 1.

Por otro lado, el Set 1 (Es) puede ocasionar vuelco de bloques por flexión (toppling); siempre que, la dirección de buzamiento de los taludes proyectados fluctúe entre  $190^\circ$  a  $240^\circ$ . Por ejemplo, en la sección G-G' (figura 2.10 B), el Set 1 tiene una persistencia mayor que la altura del talud, está estrechamente espaciado y forma una serie de bloques delgados a contra-pendiente, creando condiciones favorables para el mecanismo de vuelco de bloques por flexión.

- Los otros sets de juntas principales (Set 2, Set 3 y Set 4) tienen un espaciamiento cerrado a moderado, persistencia media a baja y su continuidad es interrumpida por puentes de roca foliada. El Set 3 y Set 4 ( $J_2$  y  $J_3$ ) buzamiento hacia afuera del talud, por consiguiente, los análisis de viabilidad cinemática indican que existe la probabilidad de fallas planares a favor de estas estructuras. El Set 2 ( $J_1$ ) está constituido por juntas subverticales que buzamiento hacia el interior del talud, de ahí que, todas las evaluaciones cinemáticas sugieran la probabilidad de falla por vuelco; sin embargo, su baja

continuidad (1-3 metros) reduce considerablemente su influencia en la estabilidad de los taludes proyectados. En efecto, es irrelevante calcular el factor de seguridad del Set 2 ( $J_1$ ) a fallas por vuelco.

- La orientación de los sets principales de juntas con respecto a la topografía de los taludes proyectados manifiesta la posible existencia de cuñas originadas, principalmente, por la intersección entre el Set 1 y el Set 3 ( $W_{EsJ2}$ ); asimismo, entre el Set 4 y el Set 2 ( $W_{J3J1}$ ). Cabe destacar que en sectores de roca regular ( $I_1$ ) pueden presentarse cuñas medianas, pero, en sectores de roca mala ( $I_2$ ) se espera que las cuñas sean pequeñas.

#### **4.1.2 Equilibrio Límite**

##### **4.1.2.1 Falla Planar**

Para el Set 3, los valores del FSi en A-A' y H-H', en condiciones drenadas (estado 1), son 2.1 y 1.7, respectivamente, estos valores indican que los taludes son estables. En condiciones sísmicas y saturadas, los factores de seguridad disminuyen llegando a equilibrio límite. Ciertamente, en las observaciones de campo han sido poco frecuentes las fallas planares originadas por el Set 3; esto, probablemente, debido a la baja persistencia de la junta en relación a la altura de los taludes.

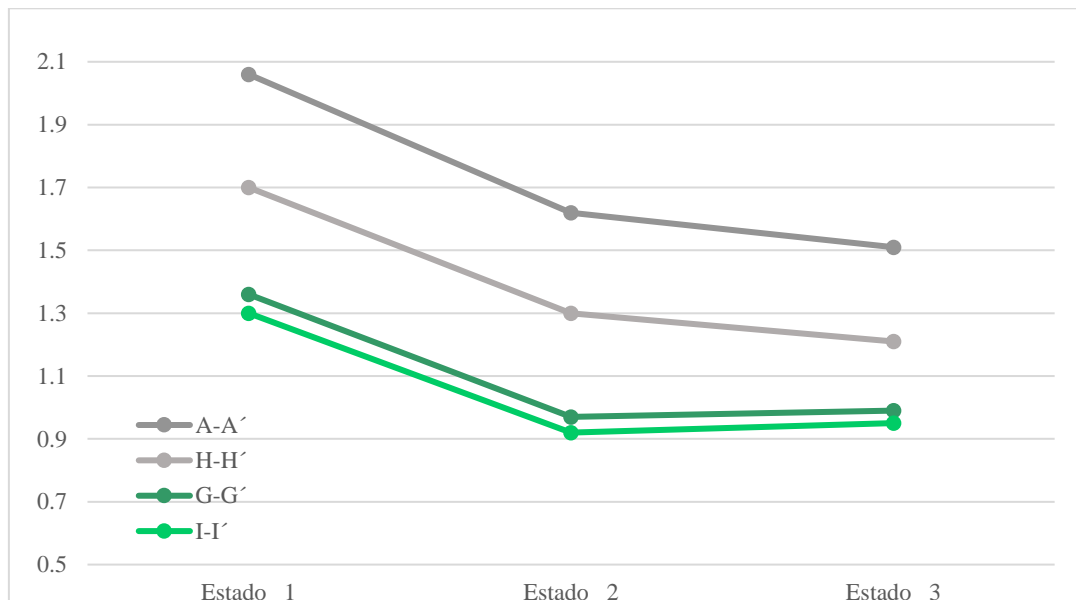
Para el Set 4, los valores de FSi en G-G' e I-I' varía entre 1.3 a 1.4, en condiciones drenadas; sin embargo, en condiciones saturadas y sísmicas, los taludes son inestables. No obstante, en las observaciones de campo se han verificado ocasionales fallas planares a través de estas estructuras, esto es, cuando el Set 4 alcanza su persistencia máxima (cinco metros) y el talud es bajo. Subrayamos que el Set 4 incide directamente en la estabilidad de los taludes, pues, asociado con otras estructuras pueden inducir mecanismos de falla más complejos.

Lo que antecede permite deducir que solamente se producirán fallas planares siempre que el Set 4 o Set 3 tengan suficiente tamaño a escala del talud. La figura 4.1 presenta los factores de seguridad para fallas planares.

#### 4.1.2.2 Falla en Cuña

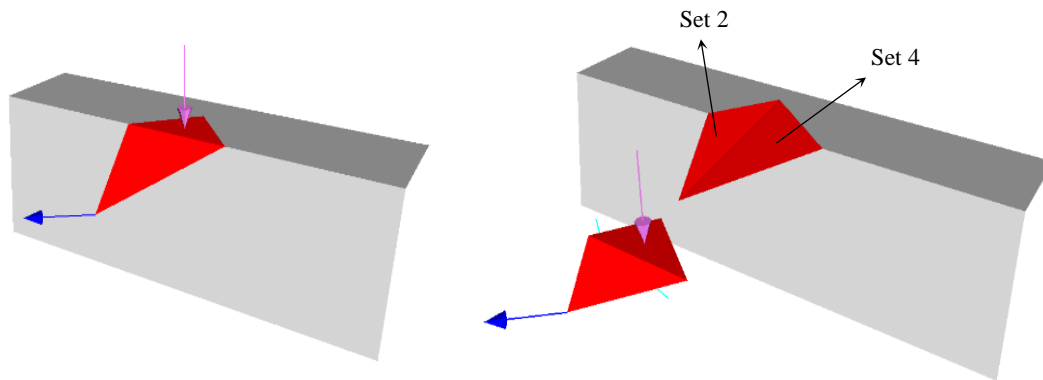
Los mecanismos de falla en cuña originados por la intersección entre el Set 1 (foliación) y Set 3 (J2), en todos los escenarios de análisis, poseen  $FS_i$  superiores a 1.9, o decir, son estables. Dado que, los planos de foliación (Set 1) son superficies continuas que se sumergen al interior del talud, el tamaño de las posibles cuñas quedará definido por la persistencia del Set 3.

Dicho esto, se infiere que las cuñas serán frecuentemente pequeñas y es probable que tiendan a caer durante la etapa voladura.



**Figura 4.1:** Representación gráfica de los factores de seguridad para falla planar en función a diferentes escenarios de análisis. Las líneas grises representan al Set 3 y las verdes al Set 4.

Las cuñas formadas por la intersección entre el Set 2 y el Set 4, son estables (incluso en condiciones sísmicas y saturadas); a excepción la sección A-A' con factores de seguridad muy próximos a 1. Estas cuñas son de tamaño medio y estabilidad media, pudiendo no caer con las voladuras, pero sí, por intensas precipitaciones. El Set 4 posee una persistencia media (1-5 m) y buza hacia el talud, por ello, sus efectos en la estabilidad de las cuñas son significativos. Visto que, el Set 2 buza en contrapendiente y que el Set 4 aflora en la cara del talud, es probable que el deslizamiento no se produzca por la línea de intersección sino por la superficie del Set 4, ver figura 4.2.



**Figura 4.2:** Vista en perspectiva de una cuña en la sección H-H'. Se observa, en la figura derecha, que el deslizamiento se produce a través del Set 4. La flecha magenta representa a una fuerza externa y la flecha azul representa a la fuerza sísmica pseudoestática.

#### 4.1.2.3 Volcamiento (*Vuelco de Bloques por flexión*)

El Set 1 (planos de foliación subverticales a contra-pendiente y continuos en los esquistos) conjugado con otras familias de juntas puede dar lugar a un vuelco de bloques por flexión. Uno de los pocos métodos existentes que permiten analizar este tipo de falla es el que proponen Adhikary *et al.* 1997 (ver sección 2.2.5.2). Según este método (que considera sólo el estado seco) se ha estimado que el FSi en G-G' es muy inferior a 1; por lo tanto, el talud es inestable. Sin embargo, los mecanismos de vuelco por flexión suelen ser evolutivos, es decir, tienen la ventaja de que se producen lentamente, por lo que da tiempo para tomar las medidas tendentes a reducir los daños.

## 4.2. Disquisición del Análisis de Estabilidad Global

### 4.2.1 Análisis de Taludes Proyectados en la Zona I<sub>1</sub>

En la sección A-A', el factor de seguridad (asociado a una superficie de deslizamiento no circular crítica) en condiciones drenadas es muy cercana a 1, por ende, es inestable; asimismo, en condiciones sísmicas y saturadas el talud es inestable. Además, la superficie de deslizamiento crítica compromete a la carretera Tarma – La Merced. Conviene señalar que el contratista ha diseñado un muro anclado para conformar la carretera de acceso (progresiva Km. 0+080), pero, la superficie de falla es más profunda que la longitud de los anclajes; por ello, éstos no cumplen adecuadamente su función.

En la sección B-B', el factor de seguridad en condiciones drenadas es 1.18 y en condiciones sísmicas el FSI = 0.9, por lo que, el talud es inestable. El material coluvial depositado sobre la ladera también es inestable, en efecto, en campo se ha evidenciado que los suelos coluviales, en este sector, están desplazándose.

En la sección G-G', el factor de seguridad en condiciones drenadas es 1.24, es decir, el talud es inestable. En condiciones pseudoestáticas, la superficie de deslizamiento crítica podría perjudicar directamente a la carretera Tarma – La Merced y también causar daños en la carretera de acceso a la central hidroeléctrica. Asimismo, del análisis se infiere que el posible deslizamiento de los suelos coluviales no afectaría a la estabilidad del muro diseñado para conformar la carretera de acceso.

La sección H-H' tiene un comportamiento muy similar al de la sección G-G'. En condiciones drenadas el FSI = 1.16 y en condiciones sísmicas el FSI = 0.89, por lo tanto, el talud es inestable.

La sección I-I' es estable en condiciones drenadas con un FSI igual a 1.68. En condiciones pseudoestáticas el talud se encuentra en equilibrio límite y en todas las demás condiciones de análisis es inestable. Las superficies de deslizamiento críticas afloran en la cara del talud proyectado y es posible que durante el proceso de construcción fallen.

#### **4.2.2 Análisis de Taludes Proyectados en la Zona I2**

La sección J- J' se ubica en una zona donde se han identificado deslizamientos de suelos coluviales y roca muy meteorizada (ver sección 3.8). En condiciones drenadas el talud tiene un FSI = 0.87 y la superficie de deslizamiento crítica se desarrolla a lo largo del material coluvial depositado en la ladera. También existe una superficie de deslizamiento potencial que se desarrolla a través del material rocoso y está limitada en la parte superior por una grieta de tracción ubicada en la carretera Tarma-La Merced (ver foto 3.13). En condiciones sísmicas y saturadas el talud es inestable.

En la sección K-K', el factor de seguridad en condiciones drenadas es 2.4, es decir, es estable. Esto, debido a la menor pendiente del terreno y a la baja altura de los taludes

proyectados ente las progresivas Km. 0+800 – Km. 0+870 de la carretera de acceso. En condiciones sísmicas el talud es estable con un  $FSi = 1.59$ .

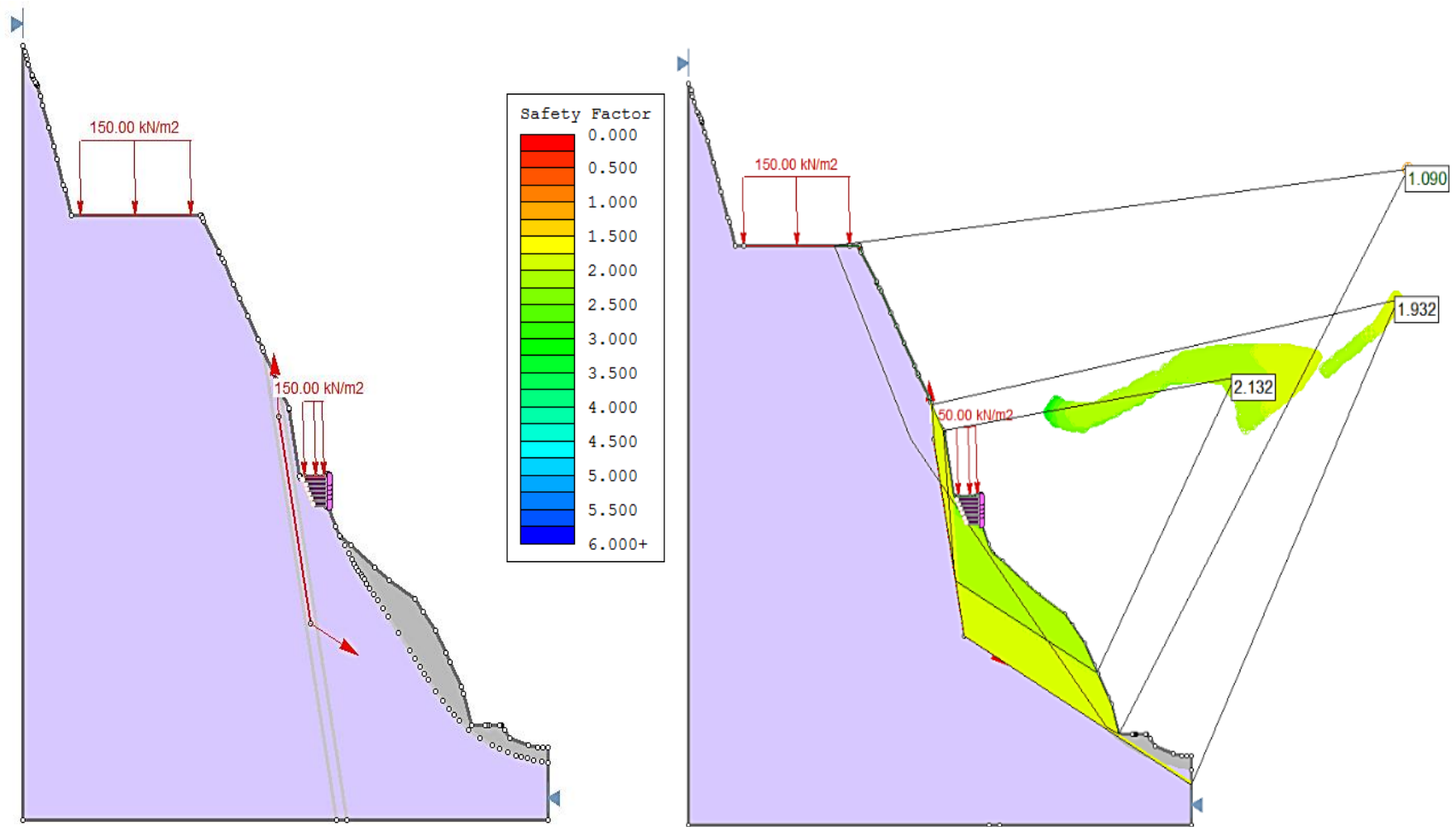
#### **4.2.3 Análisis de Taludes Proyectados en la Zona I3**

La sección C-C', localizada en zona de falla, en condiciones drenadas tiene un  $FSi = 1.23$ . Las superficies de deslizamiento críticas afloran en la cara del talud proyectado y algunas aparecen muy próximas al pie del talud. Dicho esto, es probable que durante la etapa de construcción de la carreta de acceso se originen desprendimientos importantes de bloques pequeños en forma tabular.

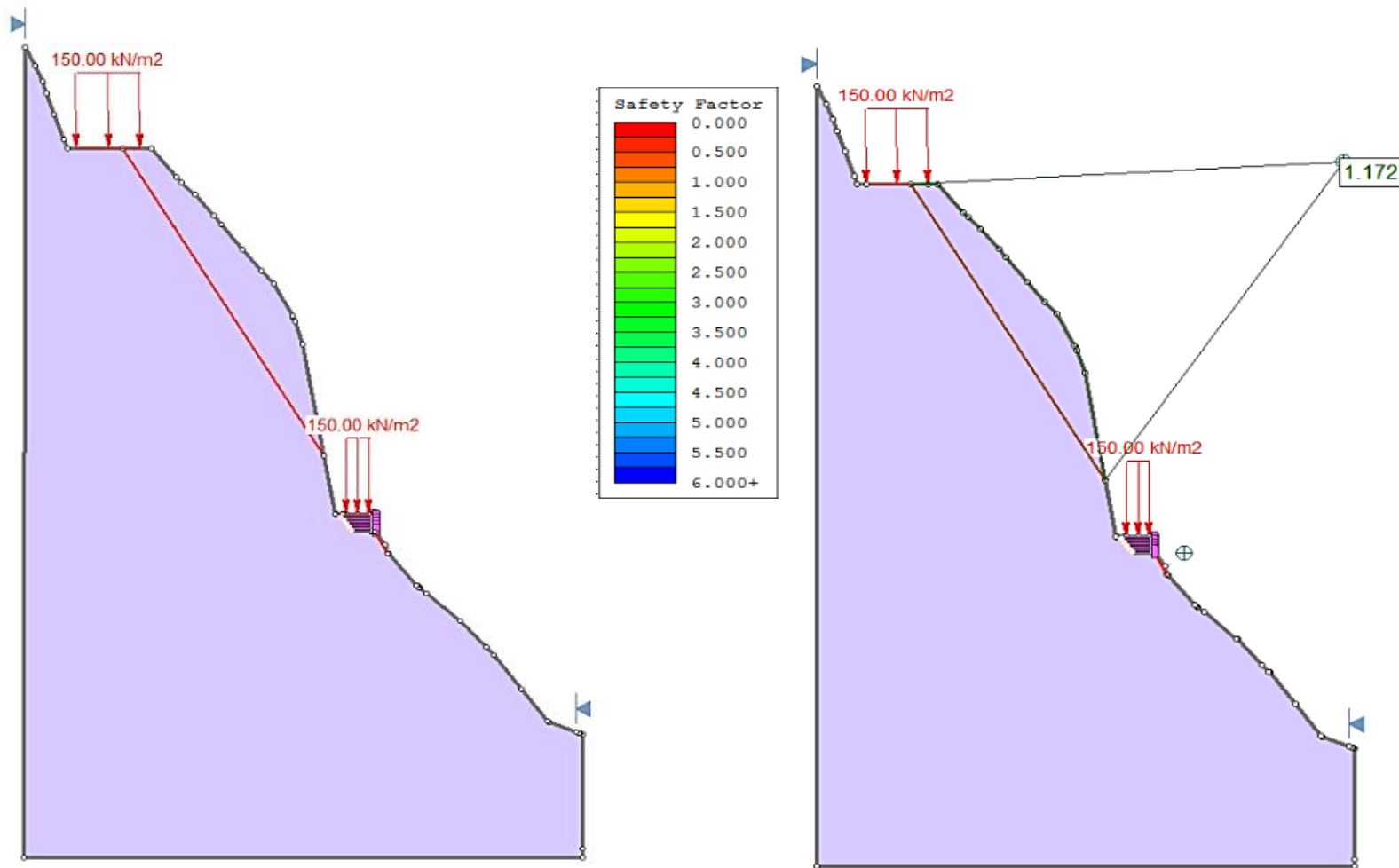
La sección E-E' tiene un comportamiento similar al de la sección C-C', debido a que, las superficies de deslizamiento crítico aparecen en la cara del talud proyectado. En condiciones drenadas el talud es inestable con un  $FSi = 1.18$ , en condiciones sísmicas el  $FSi = 1.15$ ; por ende, el talud es inestable. Se espera que durante la construcción se produzcan algunos desprendimientos de bloques tabulares pequeños.

La sección D-D' atraviesa a una falla local inferida (ver plano P-08). El efecto de la falla en la estabilidad global de los taludes se ilustra en la figura 4.3. Visto que la falla presenta un  $FSi = 1.9$ , se infiere que los desplazamientos a favor de esta estructura son poco probables. Entonces, se ha buscado otras superficies críticas de desplazamiento obteniendo un  $FSi = 1.15$ , en condiciones drenadas y en condiciones sísmicas un  $FSi = 0.92$ , por lo tanto, el talud es inestable. Es preciso mencionar que el contratista ha diseñado, en la progresiva Km. 0+360, un muro anclado para conformar la carretera de acceso; no obstante, las superficies críticas de falla son más profundas que la longitud de los anclajes. Por consiguiente, los anclajes deben tener una profundidad mayor a 10 metros para que funcionen adecuadamente.

La sección F-F' atraviesa también a una falla geológica inferida, pero a diferencia de la sección D-D', la superficie de falla comienza y termina en la línea del talud (ver figura 4.4), de ahí que esta estructura controle la estabilidad global. Así, el talud proyectado es inestable en condiciones drenadas con un  $FSi = 1.17$  e inestable en condiciones sísmicas con un  $FSi = 0.85$ .



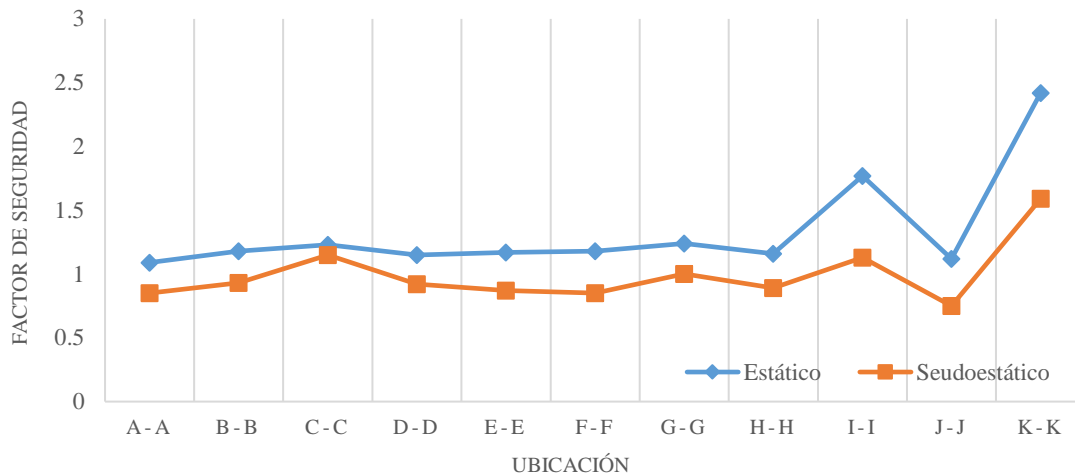
**Figura 4.3:** Análisis de la influencia de una falla geológica en la estabilidad global de taludes proyectados (Sección D-D'). La línea de color rojo representa al plano de debilidad.



**Figura 4.4:** Estabilidad global de un talud proyectado con presencia de una falla geológica (Sección F-F'). La línea de color rojo representa al plano de debilidad.

### 4.3. Verificación de Resultados

En base a la norma CE.020 (ver ítem 2.2.7) del Reglamento Nacional de Edificaciones, gran parte de los taludes proyectados para la carretera de acceso a la Central Hidroeléctrica Carpapata III, no cumplen con los factores de seguridad mínimos requeridos para solicitaciones estáticas y pseudoestáticas (ver figura adjunta).



**Figura 4.5:** Comparación de los valores de factor de seguridad en condiciones estáticas y seudoestáticas.

### 4.4. Contrastación de la Hipótesis

Mediante la investigación se ha comprobado que la combinación de los factores geológicos, geomecánicos, sísmicos y geométricos, en torno a la carretera de acceso a la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica Carpapata III, generan condiciones desfavorables para la estabilidad de los taludes de la carretera de acceso. En efecto, la mayoría de los taludes son inestables y tienen factores de seguridad bajos; por lo que, se ha demostrado que la hipótesis es verdadera.

Además, se ha verificado que la falla de los taludes del acceso puede afectar parcialmente a la carretera Tarma- La Merced.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

Geológicamente, los macizos rocosos circundantes a la carretera de acceso están constituidos íntegramente por esquistos foliados y fracturados, cubiertos en algunos sectores por suelos coluviales o coluvio-aluviales.

El factor más influyente en la estabilidad de los taludes de la carretera de acceso es la estructura del macizo rocoso que está definida por cuatro familias principales de juntas y fallamiento local, predominando los planos de foliación.

De las discontinuidades inherentes al macizo rocoso, el set 4, presenta propiedades mecánicas más bajas con respecto a las otras familias de juntas y es el más desfavorable para la estabilidad de los taludes.

A escala local, la estabilidad de los taludes proyectados presenta un marcado control estructural. Las familias de juntas Set 3 y Set 4 pueden ocasionar fallas planares con  $1.3 > FS_i > 2.1$ . La intersección entre las juntas Set 2 y Set 4 puede causar cuñas pequeñas a medianas con  $FS_i > 2.6$ ; a excepción de los taludes comprendidos entre las progresivas Km. 0+040 – 0+100 que son inestables. El Set 1 puede originar vuelco de bloques por flexión cuando la dirección de buzamiento de los taludes fluctúe entre  $190^\circ$  a  $240^\circ$ .

A escala global, los taludes proyectados en la zona I<sub>1</sub>, en condiciones estáticas, son inestables con  $FS_i$  que fluctúa entre 1 a 1.25; a excepción de los taludes comprendidos entre Km. 0+680 – 0+720 que son estables con  $FS_i > 1.6$ . En la zona I<sub>2</sub>, éstos tienen un  $FS_i > 2$ ; a excepción de los taludes comprendidos entre las progresivas Km. 0+760 – 0+770 que son inestables). En la zona I<sub>3</sub>, los taludes son inestables con  $FS_i$  que oscila

entre 1.1 a 1.23. En condiciones sísmicas la mayoría de los taludes proyectados son inestables, siendo necesarias medidas de sostenimiento.

## **5.2. Recomendaciones**

Las siguientes recomendaciones están dirigidas a la empresa contratista Barriga Dall'Orto S.A. Ingenieros Consultores.

Realizar tres perforaciones diamantinas (en función a la zonificación geomecánica) en las progresivas Km. 0+100, Km. 0+460, Km. 0+760. A fin de, investigar la calidad de la roca a profundidad; asimismo, instalar piezómetros para determinar la presencia de niveles freáticos que ayuden a optimizar los escenarios de análisis de estabilidad de taludes en los que se incluye la saturación.

Realizar un estudio detallado de estabilización de taludes para la carretera de acceso, que indique el área que debe ser enmallada, el tipo de malla, la cantidad y la longitud de los pernos. Además, en la zona comprendida entre las progresivas Km. 0+315 – 0+500 se recomienda el uso de pernos autoperforantes cementados, debido a que, el alto grado de fracturamiento de la roca originaría que los taladros se deformen al sacar los barrenos de perforación, dificultando la colocación de pernos no autoperforantes o cables.

En los sectores Km. 0+020 – 0+097, Km. 0+113 – 0+150, Km. 0+176 – 0+200, Km. 0+300 – 0+327, Km. 0+430 – 0+457, Km. 0+524 – 0+542 y Km. 0+654 – 0+669 en los que se proyecta muros anclados para la conformación de la carretera de acceso, se recomienda optimizar la longitud de los anclajes en función a la superficie de deslizamiento crítica.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, LW; Lee, T; Sharma, S; Boyce, G. 2002. Slope Stability and Stabilization Methods. 2ed. Estados Unidos, Wiley. p. 393-395.
- Adhikary, DP; Dyskin, AV; Jewell, RJ; Stewart, DP. 1997. A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 30(2): 75-93.
- Audebaud, E; Jean Pierre, B; Raymond, C; Dalmayrac, B; Marocco, R; Megard, F; Paredes Pacheco, J. 1973. El metamorfismo Precambriano de baja presión en los Andes Orientales del Perú. *Boletín INGEMMET (Serie D: Estudios Regionales)* (3): 69-75.
- Ayala, FJ; Andreu, FJ; Fe, M; Ferrer, M; De Simón, A; Fernández, I; Olalla, C; Gómez, J; Sampedro, J; Cienfuegos, FJ. 1987. Manual de taludes. Madrid, España, IGME. (Serie Geotecnia).
- Barton, N. 2013. Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 5(4):249-261.
- Barton, N; Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 10 (1):1-54.
- Barton, N; Bandis, S; Bakhtar, K. 1985. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 22 (3):121-140.
- Behrestaghi, MHN; Rao, KS; Ramamurthy, T. 1996. Engineering geological and geotechnical responses of schistose rocks from dam project areas in India. *Engineering Geology* 44(1-4):183-201.
- Bell FG. 1992. *Engineering in Rock Masses*. Oxford, Butterworth-Heinemann. p. 14-21.
- Bieniawski, ZT. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. Toronto, Canada, Wiley. p. 51-72.
- Carter, M; Bentley, SP. 1991. *Correlations of soil properties*. Pentech press. p.90-92.
- Dalmayrac, B; Laubacher, G; Marocco, R. 1988. Caracteres generales de la evolución geológica de los Andes Peruanos. *Boletín INGEMMET (Serie D: Estudios Regionales)* (12): 19-83.

- Deere, DU; Miller, RP. 1966. Engineering classification and index properties of rock. Technical Report No. AFNL-TR-65-116.
- De Vallejo, L.G; Ferrer, M; Ortuño, L; y Oteo, C. 2004. Ingeniería Geológica. 2 ed. Madrid, España, Prentice Hall. 744 p.
- Duncan, JM; Wright, SG; Brandon, TL. 2014. Soil Strength and Slope Stability. 2 ed. Nueva Jersey, Estados Unidos de América, Wiley.
- Eberhardt, E. 2003. Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced -Numerical Techniques. Earth and Ocean Sciences at UBC.
- Fereidooni, D; Khanlari, GR; Heidari, M; Sepahigero, AA; Kolahi-Azar, A. 2015. Assessment of inherent anisotropy and confining pressure influences on mechanical behavior of anisotropic foliated rocks under triaxial compression. Rock Mechanics and Rock Engineering 49(6): 2155-2163.
- Gavilanes, H; Andrade, B. 2004. Introducción a la Ingeniería de Túneles. Quito, Ecuador, Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador.
- Goodman, RE. 1989. Introduction to Rock Mechanics. 2ed. New York, Estados Unidos, Wiley. 576 p.
- Hearn, G. J. (ed.) 2011. Slope Engineering for Mountain Roads. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 24.
- Hencher, S. 2015. Practical Rock Mechanics. Boca Ratón, Estados Unidos, CRC Press.
- Hoek, E; Diederichs, MS. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. International journal of rock mechanics and mining sciences 43(2):203-215.
- Hoek, E; Carranza-Torres, C; Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. Proc. 5. North American Rock Mech.1: 267–271.
- Hoek, E; Marinos, P; Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 57(2):151-160.
- Hoek, E; Bray, JW. 1981. Rock Slope Engineering. London, Reino Unido, IMM.
- Hoek, E; Brown, ET. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 106 (ASCE 15715).
- Hudson, JA; Harrison, JP. 1997. Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles. Elsevier.
- Kliche, CA. 1999. Rock Slope Stability. Littleton, Estados Unidos, SME.

- Kramer, SL. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Nueva York, Estados Unidos, Prentice Hall. p. 423-437.
- Lambe, TW; Whitman, RV. 1969. Soil Mechanics. Wiley. v.10, p. 160-163.
- Marinos, P; Hoek, E. 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proceedings of the GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering November 2000:1422–1446.
- Marinos, P; Hoek, E. 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 60(2):85-92.
- Marinos, V; Marinos, P; Hoek, E. 2005. The geological strength index: applications and limitations. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 64(1): 55-65.
- Megard, F. 1979. Estudio geológico de los Andes Centrales del Perú. Boletín INGEMMET (Serie D: Estudios Regionales) (8): 21-34.
- Megard, F; Caldas, J; Paredes, J; De la Cruz, N. 1996. Geología de los cuadrángulos de Tarma, La Oroya y Yauyos (Hojas: 23-1, 24-1, 25-1). Boletín INGEMMET (Serie A: Carta Geológica Nacional) (69): 7-164.
- MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento). 2016. Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030. Lima, Perú. 24 en.
- Nasseri, MHB; Rao, KS; Ramamurthy, T. 2003. Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 40(1): 3-23.
- Nekouei, AM; Ahangari, K. 2013. Validation of Hoek–Brown failure criterion charts for rock slopes. International Journal of Mining Science and Technology 23(6):805-808.
- Patton, FD; Deere, DU. 1970. Significant geologic factors in rock slope stability. Planning Open Pit Mines: Proceedings of the Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability.
- Ramírez, P; Alejano, LR. 2004. Mecánica de rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes. España, s.e. 727 p.
- Read, J; Stacey, P. 2009. Guidelines for Open Pit Slope Design. Australia, CSIRO. p. 237– 264.

- Riquelme, A; Tomás, R; Abellán A. 2014. SMRTool beta: A calculator for determining Slope Mass Rating (en línea). Universidad de Alicante. Consultado el 15 ene. 2017. Disponible en <http://personal.ua.es/es/ariquelme/smrtool.html>.
- Romana, MR. 1985. New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes. Int. Sym. On the Role of Rock Mechanics, Zacatecas:49-53.
- Romana, MR. 1995. The geomechanical classification SMR for slope correction. 8th ISRM Congress.
- Simons, N; Menzies, B; Matthews, M. 2001. A short course in soil and rock slope engineering. Thomas Telford Ltd.
- Singh, B; Goel, RK. 1999. Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering. 2 ed. Kidlington, Oxford, Elsevier. p.17-33, 171-183.
- Singh, R; Umrao, RK; Singh, TN. 2014. Stability evaluation of road-cut slopes in the Lesser Himalaya of Uttarakhand, India: conventional and numerical approaches. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 73(3):845-857.
- Stead, D; Eberhardt, E; Coggan, JS. 2006. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. Engineering geology 83(1-3): 217-235.
- Stead, D; Wolter, A. 2015. A critical review of rock slope failure mechanisms: The importance of structural geology. Journal of Structural Geology 74:1-23.
- Suárez, J. 1998. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. 548 p.
- Suárez, LO. 2016. Análisis de Estabilidad de Taludes con Aplicaciones en Matlab. Medellín, Colombia, s.e.
- Tavera, H; Bernal, I; Condori, C; Ordaz, M; Zevallos, A; Ishizawa, O. 2014. Re-evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú. Lima, Perú, Instituto Geofísico del Perú. 91 p.
- Tomás, R; Delgado, J; Serón, JB. 2007. Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44(7):1062-1069.
- Truzman, EI. 2009. Metamorphic rock mass characterization using the Geological Strength Index (GSI). In 43rd US Rock Mechanics Symposium & 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium. American Rock Mechanics Association.

- Ulusay, R. 2013. Harmonizing Engineering Geology with Rock Engineering on Stability of Rock Slopes. Proceedings of the 3rd ISRM SINOROCK2013 Symposium.
- Umrao, R; Singh, R; Ahmad, M; Singh, TN. 2011. Stability analysis of cut slopes using continuous slope mass rating and kinematic analysis in Rudraprayag district, Uttarakhand. *Geomaterials* 1(3):79-87.
- Ván, P; Vásárhelyi, B. 2013. Sensitivity analysis of the generalized Hoek-Brown failure criterion. ISRM International Symposium-EUROCK 2013.
- Wyllie, DC; Mah, C. 2004. *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*. 4ed. London, Inglaterra, Taylor y Francis. 456 p.
- Zhang, L. 2016. *Engineering Properties of Rocks*. 2 ed. Nueva York, Estados Unidos, Elsevier.

## **ANEXOS**