

Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalúrgica



TESIS

**Estudio del deslizamiento del cerro Cruz de Shallapa del
distrito de Chavín de Huantar en la Región Ancash y
propuestas de medidas de contención**

Para obtener el título profesional de Ingeniero Geólogo

Elaborado por

Freddy Calderon Vela

 [0009-0000-7451-5144](https://orcid.org/0009-0000-7451-5144)

Asesora

M.Sc. Graciela Gonzales Pacheco

 [0000-0001-7722-1299](https://orcid.org/0000-0001-7722-1299)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	Calderon Vela [1]
Referencia/Reference	[1] F. Calderon Vela, " <i>Estudio del deslizamiento del cerro Cruz de Shallapa del distrito de Chavín de Huantar en la Región Ancash y propuestas de medidas de contención</i> " [Tesis de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(Calderon, 2025)
Referencia/Reference	Calderon, F. (2025). <i>Estudio del deslizamiento del cerro Cruz de Shallapa del distrito de Chavín de Huantar en la Región Ancash y propuestas de medidas de contención</i> . [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Dedicatoria

A mi madre Beatriz, por su apoyo incondicional durante toda mi vida. Sus valiosos consejos me han enseñado a transitar con mayor fortaleza y sabiduría el sendero de la vida. Así mismo, agradezco a Dios por concederme salud, felicidad y la perseverancia necesaria para alcanzar cada uno de mis objetivos.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional de Ingeniería, por brindarme los conocimientos fundamentales que me han permitido formarme como un profesional capaz de enfrentar y resolver cualquier tipo de desafío.

A los Ingenieros Felipe Capdeville y Gaston Gonzalez, cuya experiencia en la industria minera fueron invaluableles para resolver las interrogantes que surgieron durante la elaboración de esta tesis.

A la Ingeniera Nora Revollé, por su valiosa experiencia en el campo de la geología y en el desarrollo de trabajos de investigación.

A Fiorella Saavedra, mi pareja, quien me brindó apoyo incondicional durante toda la etapa de desarrollo de esta investigación.

Resumen

El deslizamiento ocurrido el 30 de junio del 2022 en Chavín de Huantar, tuvo un impacto material y psicológico en la comunidad, exacerbando las condiciones de vulnerabilidad y poniendo a prueba la capacidad de respuesta del gobierno local ante desastres naturales.

El deslizamiento se produjo en el flanco este de un anticlinal de la Formación Oyón en disposición cuasi vertical. Se estudió el deslizamiento mediante “*back analysis*” de la superficie de falla y como resultado se obtuvieron parámetros de resistencia al corte de la roca lutita y de las discontinuidades de la roca arenisca, mientras que los resultados de laboratorio determinaron la resistencia de la roca arenisca.

El “*back analysis*” revela que las propiedades de resistencia de las discontinuidades de la arenisca en el instante del deslizamiento fueron 300 kPa y 33° para la cohesión y ángulo de fricción respectivamente, asumiendo resistencia pico de 40 kPa y 20° para la lutita.

Se concluye que el deslizamiento se produjo principalmente por una familia de discontinuidades en la arenisca con buzamiento entre 40° a 46°, y por la ubicación del contacto geológico entre la arenisca y la lutita.

De acuerdo con las propiedades obtenidas del “*back analysis*” se concluye que el talud actual es estable.

Se propone un escenario donde el talud es inestable, y se estima que el deslizamiento producido alcanzaría el Jirón Wiracocha, por lo que se recomienda la construcción de una berma de impacto al pie del talud, con altura mayor o igual a 8 m, como medida preventiva.

Palabras clave — Deslizamiento, estabilidad de talud, resistencia al corte, análisis en retrospectiva.

Abstract

The landslide that occurred on June 30, 2022, in Chavín de Huantar had a material and psychological impact on the community, exacerbating conditions of vulnerability and testing the local government's capacity to respond to natural disasters. The landslide took place on the eastern limb of an anticline of the Oyón Formation on a nearly vertical arrangement. The landslide was studied by back analysis of the failure surface and resulted in shear strength parameters of the sandstone rock discontinuities and shale rock, while laboratory results determined the strength of the sandstone rock.

The back analysis reveals that the strength properties of the sandstone discontinuities at the time of failure were 300 kPa and 33° for cohesion and friction angle respectively, assuming peak strength of 40 kPa and 20° for the shale.

It is concluded that the landslide was primarily caused by a set of discontinuities in the sandstone, dipping between 40° and 46°, as well as by the location of the geological contact between the sandstone and the shale.

Based on the properties obtained from the back analysis, it is concluded that the current slope is stable.

A scenario is proposed where the slope is unstable and it is estimated that the landslide produced would reach the Jirón Wiracocha, so the construction of an impact berm at the foot of the slope, with a height greater than or equal to 8 m, is recommended as a preventive measure.

Keywords — Landslide, slope stability, shear strength, back analysis.

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen.....	v
Abstract.....	vi
Introducción	xv
Capítulo I. Parte introductoria del trabajo	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Descripción del problema de investigación	1
1.3 Objetivos del estudio.....	2
1.3.1 Objetivo general.....	2
1.3.2 Objetivos específicos	3
1.4 Antecedentes investigativos.....	3
1.4.1 Antecedentes internacionales	3
1.4.2 Antecedentes nacionales	6
1.4 Hipótesis	7
1.4.1 Hipótesis general	7
1.4.2 Hipótesis específicas	7
1.5 Ubicación y accesibilidad	8
1.6 Clima y vegetación.....	10
Capítulo II. Marcos teórico y conceptual	11
2.1 Marco teórico	11
2.1.1 Deslizamientos	11
2.1.1.1 Propagación de deslizamientos.....	13
2.1.1.2 Reología de los materiales.....	17
2.1.1.2.1 Reología friccional.....	18
2.1.1.2.2 Reología voellmy.....	19
2.1.2 Talud.....	21

2.1.2.1	Macizo rocoso	23
2.1.2.1.1	Matriz rocosa	23
2.1.2.1.2	Discontinuidad	25
2.1.2.2	Criterio de falla de Mohr-Coulomb.....	31
2.1.2.3	Criterio de falla de Hoek-Brown.....	35
2.1.2.4	Resistencia direccional del macizo rocoso	42
2.1.3	Estabilidad de taludes	46
2.2	Marco conceptual	51
Capítulo III. Desarrollo del trabajo de investigación		53
3.1	Geología	53
3.1.1	Geomorfología	53
3.1.2	Hidrología	59
3.1.3	Geología estructural.....	60
3.1.4	Estratigrafía.....	61
3.1.4.1	Formación Oyón.....	61
3.1.4.2	Formación Chimú.....	62
3.2	Evaluación geológica – geotécnica	62
3.2.1	Modelo estructural.....	66
3.2.1.1	Mapeo de ventanas.....	68
3.2.1.2	Mapeo fotogramétrico	70
3.2.2	Modelo de resistencia del macizo rocoso	75
3.2.2.1	Resistencia de la roca intacta.....	76
3.2.2.2	Resistencia de las estructuras.....	78
3.2.3	Clasificación geomecánica del macizo rocoso	79
Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados		81
4.1	Análisis de estabilidad	81
4.1.1	Back analysis del deslizamiento en sección S-01	83
4.1.2	Análisis de estabilidad en sección S-02	88

4.2	Análisis de deslizamiento.....	93
4.2.1	Back analysis del deslizamiento en sección S-01	94
4.2.2	Análisis del deslizamiento en sección S-02.....	99
4.2.2.1	Deslizamiento en sección S-02 (caso con berma de contención).....	103
4.3	Propuestas de ingeniería	104
	Conclusiones	107
	Recomendaciones	109
	Referencias bibliográficas.....	110
	Anexos	118

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1 : Rutas y acceso al área de estudio	8
Tabla 2 : Coordenadas del área estudiada	8
Tabla 3 : Clasificación de los tipos de deslizamiento según Varnes (1978).....	13
Tabla 4 : Ensayos de laboratorio en roca intacta y estándares	25
Tabla 5 : Valores típicos de cohesión y fricción para roca sana	33
Tabla 6 : Métodos de análisis de estabilidad por equilibrio límite y aplicabilidad	50
Tabla 7 : Normativa CE.020.....	51
Tabla 8 : Familias de discontinuidades en estaciones E-01 y E-02.....	67
Tabla 9 : Familias estructurales según el mapeo de ventanas	69
Tabla 10: Anisotropía del macizo rocoso, mapeo de ventanas	70
Tabla 11: Familias estructurales según el mapeo fotogramétrico.....	72
Tabla 12: Anisotropía del macizo rocoso, fotogrametría	74
Tabla 13: Anisotropía de la sección de back análisis (azimut 088°)	75
Tabla 14: Resultados de ensayos de compresión uniaxial en la arenisca.....	76
Tabla 15: Resultado de ensayo de tracción indirecta en la arenisca.....	76
Tabla 16: Resultados de ensayo triaxial en la arenisca.....	76
Tabla 17: Resultados del ensayo de corte directo sobre discontinuidad simulada	78
Tabla 18: Clasificación del macizo rocoso según “RMR” de Beniaski	79
Tabla 19: Resumen de propiedades geotécnicas en Slide.....	83
Tabla 20: Propiedades reológicas del material deslizado en DAN-W.....	95
Tabla 21: Costos estimados de los instrumentos de medidas de control	106
Tabla 22: Costos estimados de la ejecución de medidas de prevención.....	106

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1 : Mapa de ubicación del distrito de Chavín de Huantar	9
Figura 2 : Vegetación en el distrito de Chavín de Huantar	10
Figura 3 : Partes de un deslizamiento	11
Figura 4 : Perfil de un deslizamiento y sus fases de desarrollo	12
Figura 5 : Dimensiones de un deslizamiento	14
Figura 6 : Esquemas de correlaciones geométricas de deslizamiento	15
Figura 7 : Frente de un deslizamiento	16
Figura 8 : Esquema de un modelo de deslizamiento en el software DAN-W	16
Figura 9 : Esfuerzos totales en un elemento de material de deslizamiento	17
Figura 10: Distribución de modelo de depósito de un deslizamiento	21
Figura 11: Nomenclatura de taludes y laderas	21
Figura 12: Tipos de rotura común en suelos	22
Figura 13: Tipos de rotura común en taludes rocosos.....	23
Figura 14: Diagrama esfuerzo-deformación para un ensayo UCS	24
Figura 15: Equipo sencillo para realizar ensayos de corte directo.....	27
Figura 16: Ensayo de corte directo de una discontinuidad con relleno	27
Figura 17: Perfiles de rugosidad y sus correspondientes valores de JRC	29
Figura 18: Resistencia compresiva a partir de dureza del martillo de Schmidt	30
Figura 19: Criterio de falla de Mohr-Coulomb	32
Figura 20: Resistencia al corte según el criterio de falla de Mohr-Coulomb	33
Figura 21: Resultados de cohesión de juntas en roca arenisca	34
Figura 22: Resultados de ángulos de fricción de juntas en roca arenisca	34
Figura 23: Comportamiento no lineal de la resistencia al corte en roca granito.....	36
Figura 24: Función de ecuación de criterio de falla de Hoek y Brown	37
Figura 25: Escalamiento desde la resistencia de roca intacta al macizo rocoso.....	38

Figura 26: Sistema de clasificación de macizo rocoso “GSI”	39
Figura 27: Condiciones del macizo rocoso para criterios de falla de Hoek-Brown.....	40
Figura 28: Equivalencia entre ecuación de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb	41
Figura 29: Equivalencia entre envolventes de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown	41
Figura 30: Resistencia direccional de un macizo rocoso.....	42
Figura 31: Persistencia de juntas.....	43
Figura 32: Representación simplificada de puente de roca en una discontinuidad.....	44
Figura 33: Recorrido de la superficie de falla y discontinuidades equivalentes	44
Figura 34: Superficie de falla a través de juntas coplanares y puentes de roca	45
Figura 35: Roseta de anisotropía de una familia de discontinuidad.....	46
Figura 36: Diagrama de métodos de cálculo para los análisis de estabilidad	48
Figura 37: Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas, Bishop simplificado	49
Figura 38: Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas, Morgenstern y Price.....	49
Figura 39: Mapa geológico del área de Chavín de Huantar	54
Figura 40: Columna estratigráfica del cuadrángulo de Recuay	55
Figura 41: Unidades geomorfológicas RME-rs y T-al.....	56
Figura 42: Mapa de pendientes y elevaciones del distrito de Chavín de Huantar.....	57
Figura 43: Unidades geomorfológicas del área evaluada.....	58
Figura 44: Precipitación acumulada mensual en el periodo 2018 - 2023.....	59
Figura 45: Bosquejo del anticlinal del cerro Cruz de Shallapa.....	60
Figura 46: Partes de un pliegue tipo anticlinal.....	60
Figura 47: Areniscas intercaladas con lutitas negras de la Formación Oyón.....	61
Figura 48: Modelo tridimensional de pendientes del cerro Cruz de Shallapa	63
Figura 49: Modelo digital de elevaciones del cerro Cruz de Shallapa	63
Figura 50: Alteración por óxidos en el macizo rocoso y discontinuidades	64
Figura 51: Contacto geológico entre areniscas cuarzosas y lutitas bituminosas	64
Figura 52: Plegamiento local en la estratificación	65
Figura 53: Cerro Cruz de Shallapa estabilizado mediante el uso shotcrete.....	66

Figura 54: Estación geomecánica E-01.....	66
Figura 55: Estación geomecánica E-02.....	67
Figura 56: Estratos de areniscas cuarzosas en ambos flancos del deslizamiento.....	68
Figura 57: Modelo fotogramétrico construido con software Agisoft Metashape	70
Figura 58: Estereograma de las discontinuidades del mapeo de ventanas	71
Figura 59: Discontinuidades mapeadas en el software 3DM Analyst	72
Figura 60: Estereograma de las discontinuidades del mapeo fotogramétrico.....	73
Figura 61: Roseta de anisotropía para la sección de back análisis	74
Figura 62: Familia de discontinuidades con baja confianza	75
Figura 63: Ecuaciones no lineales de Hoek-Brown para la roca intacta	77
Figura 64: Ajuste lineal de Mohr-Coulomb para el ensayo de corte directo.....	79
Figura 65: Plano de secciones geotécnicas S-01 y S-02	81
Figura 66: Perfil geológico pre-deslizamiento de la sección S-01.....	82
Figura 67: Sección S-01 en modelo fotogramétrico	82
Figura 68: Análisis de estabilidad (macizo rocoso anisotrópico)	85
Figura 69: Análisis de estabilidad (macizo rocoso isotrópico)	85
Figura 70: Ecuación de ajuste lineal para la roca arenisca	86
Figura 71: Comparativo entre superficie del deslizamiento real y back analysis	87
Figura 72: Extensión espacial de la roca lutita en el macizo rocoso.....	88
Figura 73: Sección S-02 proyectada sobre el modelo fotogramétrico	89
Figura 74: Estabilidad en condiciones estáticas, sección S-02	89
Figura 75: Estabilidad en condiciones pseudo-estáticas, sección S-02.....	90
Figura 76: Espectro de peligro uniforme en Chavín de Huantar.....	91
Figura 77: Sensibilidad en la ubicación del contacto litológico	92
Figura 78: Sensibilidad en el nivel de agua.....	92
Figura 79: Partes del deslizamiento en el cerro Cruz de Shallapa	93
Figura 80: Ángulo de alcance del deslizamiento en Chavín de Huantar.....	94
Figura 81: Geometría pre-deslizamiento de la sección S-01 en DAN-W	95

Figura 82: Alcances del deslizamiento para ángulos de fricción entre 30° y 43°	96
Figura 83: Punto de observación para la sección S-01 en DAN-W	96
Figura 84: Espesor versus tiempo en el punto de observación	97
Figura 85: Velocidad versus tiempo en el punto de observación.....	97
Figura 86: Modelo del deslizamiento con ángulo de fricción basal igual a 36°	98
Figura 87: Reporte del modelo con ángulo de fricción basal igual a 36°	99
Figura 88: Comparación entre deslizamiento real y modelo numérico	99
Figura 89: Superficies de falla según ubicación del contacto geológico	100
Figura 90: Factor de seguridad según ubicación del contacto geológico.....	101
Figura 91: Geometría de la sección S-02 en DAN-W	101
Figura 92: Modelo del deslizamiento en sección S-02	102
Figura 93: Reporte del modelo de deslizamiento en sección S-02	102
Figura 94: Proyección de deslizamiento sobre Chavín de Huantar	103
Figura 95: Diseño de berma de contención.....	104
Figura 96: Modelo de deslizamiento con berma de altura 8 m	104

Introducción

Los deslizamientos son uno de los fenómenos naturales más destructivos y frecuentes en el planeta. Cada año estos desastres naturales producen pérdidas de vidas y pérdidas económicas debido al impacto en la infraestructura, interrupción al servicio de transporte y comunicaciones e interrupción al desarrollo de actividades culturales.

La metodología del análisis en retrospectiva (*“back analysis”*) es una de las formas más certeras de encontrar las propiedades geotécnicas de un macizo rocoso en el que se ha producido un fallamiento o deslizamiento. Incluso las propiedades geotécnicas de un macizo rocoso con una amplia base de datos de laboratorio necesitan ser validadas en muchas ocasiones con el *“back analysis”* de fallas locales que se hayan producido en los taludes del macizo rocoso.

La predicción del movimiento de los deslizamientos es esencial para mitigar los desastres, por lo que en las últimas décadas se han desarrollado modelos numéricos y empíricos para su estudio, predicción, prevención y mitigación.

En el presente trabajo se estudian las condiciones estructurales, geomorfológicas, hidrológicas y geotécnicas del macizo rocoso previas al deslizamiento, con el objetivo de determinar las propiedades geotécnicas que provocaron el evento natural y utilizarlas para evaluar la estabilidad del talud actual con el método de equilibrio límite.

Además, se analiza la cinemática del deslizamiento ocurrido, así como la de un posible deslizamiento en el talud actual. Asimismo, se proponen medidas de control y mitigación.

Capítulo I. Parte introductoria del trabajo

1.1 Generalidades

La región Ancash se encuentra ubicada en la zona central y occidental del Perú, estadísticamente es la región con mayor cantidad de aluviones, entre los más importantes por la cantidad de personas fallecidas, el aluvión ocurrido en 1941 en Huaraz, en 1945 en Chavín de Huantar, y el aluvión del año 1970 en Yungay con una cantidad de personas fallecidas que asciende a decenas de miles.

El distrito Chavín de Huantar presenta alta susceptibilidad a distintos tipos de peligros geológicos, principalmente debido a que se encuentra en la desembocadura de la quebrada del río Huachesca, y también a la disposición cuasi vertical de las formaciones geológicas sedimentarias, las altas precipitaciones y la presencia de formaciones rocosas de baja competencia geomecánica, estas características en conjunto resultan en caídas de rocas, deslizamientos activos y derrumbes en las laderas de gran parte del distrito.

1.2 Descripción del problema de investigación

El 30 de junio del 2022 ocurrió un deslizamiento en el cerro Cruz de Shallapa, este evento natural destruyó 60 viviendas y dejó alrededor de 250 personas damnificadas. Actualmente existen múltiples caídas de rocas en los alrededores del actual deslizamiento por lo que se prevé pueda existir otro evento de la misma magnitud o superior.

Li et al. (2016) mencionan que predecir la estabilidad de los taludes rocosos es en la mayoría de las veces un desafío para los ingenieros geotécnicos. Los autores mencionan que el “*back analysis*” es un método común para evaluar los parámetros de resistencia cuando un talud ha fallado y que puede mejorar los conocimientos en los parámetros de entrada. En la investigación se analizan tres casos de fallamiento en taludes mineros en Turquía, estos taludes fueron caracterizados mediante el criterio de falla de Hoek-Brown con el objetivo de no ignorar la no linealidad de la resistencia al corte, y debido a su mayor representación de la resistencia en problemas de estabilidad de taludes de

medio a alto confinamiento. Los resultados indican que mediante el “*back analysis*” se logran obtener valores más precisos de los parámetros input que los obtenidos por laboratorio, ya que también se puede analizar la distribución de las variables de forma estadística usando coeficientes de variabilidad como la desviación estándar o el coeficiente de la varianza, generando mayor confianza al tratamiento de los datos y de los resultados.

Yang et al. (2019) indican que los deslizamientos están entre los peligros geológicos más destructivos, con características de alta rapidez, alcance de deslizamiento y efecto de arrastre. Estos eventos son algunas veces desatados por alta precipitación, terremotos y actividades de ingeniería. Los autores señalan que el análisis de runout es un método muy efectivo para evaluar el peligro por deslizamiento y puede ser utilizado para medidas de ingeniería, como barricadas o bermas. Los análisis de deslizamientos pueden ser realizados por métodos empíricos-estadísticos y por modelos numéricos, sin embargo, destacan que los modelos numéricos proporcionan información más detallada sobre el deslizamiento, incluyendo las características dinámicas de la masa deslizante en distintos entornos geológicos, la profundidad de la erosión, la expansión del área de acumulación, la velocidad, y la extensión del área de riesgo.

La comunidad del distrito de Chavín de Huantar se encuentra aproximadamente a 100 m del cerro Cruz Shallapa, por lo que se genera vulnerabilidad directa de las zonas urbanas a los deslizamientos. En los alrededores del cerro también se encuentra el río Huachesca, sembríos de la comunidad y el centro arqueológico de Chavín de Huantar por lo que es necesario la investigación y evaluación de los peligros asociados al deslizamiento para disminuir el impacto en las áreas aledañas.

1.3 Objetivos del estudio

1.3.1 Objetivo general

Estudiar el deslizamiento producido en el cerro Cruz Shallapa para proponer medidas de contención.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estudiar el comportamiento de resistencia al corte y de la fábrica estructural del macizo rocoso.
- Realizar un “*back analysis*” del deslizamiento mediante sensibilidad de los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso.
- Analizar la estabilidad del talud actual con las propiedades de resistencia obtenidas a partir del “*back analysis*”.
- Modelar numéricamente el deslizamiento actual mediante la asunción de reología friccional del material deslizado para estimar el alcance o propagación del deslizamiento y sus propiedades dinámicas de un probable deslizamiento nuevo que ocurriese en Chavín de Huantar.
- Proponer medida de contención ante el avance de un nuevo deslizamiento.

1.4 Antecedentes investigativos

1.4.1 Antecedentes internacionales

Narwal et al. (2017) en su publicación “Back analysis of failed slopes – a case study” presentan un análisis en retrospectiva de un talud fallado, usando dos diferentes métodos; método de equilibrio límite y método de elemento finito. El talud se ubica en una mina de carbón a cielo abierto de la Compañía Coal India Limite, con altura de 75 m e inclinación de 43°. En el análisis determinista se supone que se conocen los valores de todos los parámetros de entrada, sin embargo, en problemas mundiales reales, no es posible obtener el valor exacto de los parámetros de entrada. En el análisis probabilístico, las distribuciones estadísticas se asignan a los parámetros de entrada que toman cuidado de las incertidumbres en su valor. Los autores mencionan que el principal objetivo de analizar un talud fallado es determinar la resistencia al corte, que puede ser logrado mediante pruebas de laboratorio en muestras colectadas desde campo, sin embargo, la diferencia entre las observaciones de campo y de laboratorio introduce muchas incertezas en el análisis, dejando conclusiones engañosas. Los autores concluyen con los análisis probabilísticos que para que el talud estudiado falle se requieren de valores de cohesión

de 81.94 kPa y ángulo de fricción de 23.07°, utilizando el método de equilibrio límite, mientras que utilizando el método de elementos finitos se requieren de valores de cohesión de 86.02 kPa y ángulo de fricción de 23.96°.

Nagendran y Mohamad (2022) en su publicación “Probabilistic and sensitivity analysis of rock slope using anisotropic material models for planar failures” evalúan numéricamente el talud rocoso usando método de equilibrio límite con el software Slide 2018 de Rocscience. Se incorpora el modelo de material anisotrópico en los análisis de equilibrio límite para investigar la presencia de las discontinuidades. Además, se investiga la relación existente entre el ángulo de buzamiento de la discontinuidad y otros parámetros significativos de la discontinuidad tales como el efecto del ángulo de fricción y la cohesión, en el factor de seguridad. Se modela la anisotropía usando incrementos de 10° de rango angular para representar la transición de la resistencia al corte de una junta débil a la resistencia del macizo rocoso. Los resultados de factor de seguridad demuestran que el talud rocoso sin anisotropía es estable, y el análisis empleando un modelo de material anisotrópico muestra que el talud puede fallar.

Aguedo (2020) en su tesis “Influencia del arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de los taludes a escala global de tajos abiertos mediante metodología de elementos finitos (FEM)”, analiza la estabilidad global de una mina a tajo abierto en Canadá utilizando la caracterización geomecánica, las propiedades de resistencia de las discontinuidades la obtuvo de valores teóricos. En la investigación estudió tres casos de sensibilidad de las propiedades de las discontinuidades (orientación, longitud, persistencia y espaciamiento) con el objetivo de evaluar la variación porcentual de los factores de seguridad en cada caso. El primer caso de análisis estudia la influencia de la variable orientación de las discontinuidades manteniendo constante el espaciamiento, el segundo caso de análisis estudia la influencia de las variables longitud y persistencia de las discontinuidades manteniendo constante valores de espaciamiento y orientación, el tercer caso de análisis estudia la influencia de las variables de la orientación de 2 familias de discontinuidades perpendiculares entre sí manteniendo constante valores de cohesión,

fricción y espaciamientos. Los resultados demuestran que el arreglo estructural influye en la estabilidad global del talud, siendo la orientación y el espaciamiento las variables más críticas, sin embargo, esta influencia es mínima debido a las altas propiedades de resistencia del macizo rocoso, lo que le otorga factores de seguridad mayores a 4.

Xing et al. (2015) en su publicación “Long-runout mechanism and landslide behavior of large catastrophic landslide triggered by heavy rainfall in Guanling, Guizhou, China” realizaron un muestreo y mapeo detallado del deslizamiento con el objetivo de entender el mecanismo del runout y el comportamiento del deslizamiento. La resistencia al corte se obtuvo de los ensayos de laboratorio tipo “*ring shear test*” y fue utilizada como valor de entrada en el software DAN-W, para realizar las simulaciones numéricas del deslizamiento. Los resultados del experimento revelan que la resistencia al corte residual medidas a lo largo de la superficie de falla preexistente es independiente de la proporción del desplazamiento al corte bajo condiciones parcialmente drenadas, sugiriendo que la relación entre esfuerzo al corte y esfuerzo normal obedece el modelo friccional. Obtuvieron un “*bulk friction angle*” de 14.4° en la base de la masa en movimiento a partir de los resultados de los ensayos “*ring shear test*”, en condiciones no drenadas. Los resultados simulados muestran que el modelo reológico seleccionado y los parámetros obtenidos en los “*ring shear test*” podrían proveer el mejor desarrollo en la simulación del deslizamiento. Por lo tanto, se espera que el modelo y los parámetros podrían proveer la precisión de zonación de peligros para áreas con geología, topografía y condiciones climáticas similares al área de deslizamiento de Guanling.

Liu et al. (2020) en su publicación “Failure mechanism of TRSS mode in landslides induced by earthquake” mencionan que después del terremoto de Wenchuan los taludes muestran fallas por tensión en la parte alta de muchos deslizamientos y generalizan el modo de falla típico como “ruptura por tensión y cizallamiento por deslizamiento (TRSS)”. Emplearon el método de elemento distinto (DEM) para simular el proceso de falla gradual del deslizamiento. De la investigación concluyen que la primera falla es la aparición de

grietas tensionales profundas y luego continúa con el cizallamiento de deslizamiento en el fondo del deslizamiento.

1.4.2 Antecedentes nacionales

Herrera y Solorzano (2020) en su publicación “Estabilidad de taludes del tajo abierto Jérica considerando el macizo rocoso isotrópico y anisotrópico” analizan la estabilidad de talud global en seis tipos de alteración hidrotermal presentes en el tajo abierto Jérica, considerando al macizo rocoso isotrópico, es decir, sin orientación preferencial de discontinuidades y anisotrópico teniendo en cuenta las discontinuidades paralelas o subparalelas al talud. Para el análisis de estabilidad del macizo rocoso isotrópico y anisotrópico utilizó el criterio de rotura de Hoek-Brown Generalizado y Anisotrópico Generalizado respectivamente, ambos en el software Slide versión 6.0. En el análisis de estabilidad anisotrópico consideraron dos familias de discontinuidades subparalelas al talud F1 (buzamiento 72° a 82°) y F2 (buzamiento 45° a 55°). Los factores de seguridad obtenidos considerando el macizo rocoso anisotrópico son menores hasta en 29 % respecto a la consideración del macizo rocoso isotrópico, así mismo a mayor calidad del macizo rocoso, mayor es la variación de los factores de seguridad, esta diferencia es más marcada en la zona de sulfuros con la familia F2, donde en un macizo rocoso con RMR igual a 40 el factor de seguridad disminuye en 8 %, mientras que en un macizo rocoso con RMR 61 el factor de seguridad disminuye en 29 %.

Celi y Tanta (2019) en su tesis “Modelamiento y simulación de la quebrada Llocllamayo para control de flujo de escombros – Región de Puno” estiman el comportamiento del flujo de escombros probable a través de modelamiento y simulación de la quebrada Llocllamayo, en la zona de ceja de selva de la Región Puno y así plantear medidas de mitigación. El modelamiento numérico se realizó con el software FLO-2D el cual simula el tránsito de flujos y permite medir el grado de amenaza que afectan potencialmente un área. Concluyen del estudio que para controlar el flujo de escombros en la quebrada se debe construir un dique de contención de una altura de 2m, el dique se

encargará de romper la dinámica de traslado de energía, ubicada en el eje principal del cauce.

Vivanco y Gómez (2015) en su publicación “Caracterización geológica – geotécnica y monitoreo geodésico (EDM) del deslizamiento rotacional en el centro poblado de Cuenca, distrito de Cuenca, provincia Huancavelica, Región Huancavelica” estudian los deslizamientos rotacionales suscitados en la ladera del cerro Huamanrazo del centro poblado de Cuenca, con los objetivos de determinar las causas geológicas y geodinámicas que contribuyen a la recurrencia de los mismos y determinar las zonas susceptibles y futuros planos de falla mediante la evaluación de los factores geológicos. Los autores determinaron que existen dos factores condicionantes para el deslizamiento producido: el tipo de material del suelo (areno-arcilloso (SC) y arcillo-arenoso (CL)) y la gradiente del talud (30° a 45°). Por otro lado, determinaron que los factores desencadenantes del deslizamiento fueron dos, las precipitaciones que crecen hasta un valor de 21 % mayor en el periodo lluvioso, así como, la sismicidad de la zona. Finalmente concluyen que el umbral de precipitación para la recurrencia del deslizamiento es mayor a 70 mm, como fue registrado en los años 2012 y 2014.

1.4 Hipótesis

1.4.1 Hipótesis general

Al estudiar el deslizamiento producido en el cerro Cruz Shallapa se logrará un entendimiento del desarrollo de su superficie de falla y de los factores más influyentes en su inestabilidad para así proponer un plan de contención.

1.4.2 Hipótesis específicas

- Al estudiar el comportamiento de resistencia al corte y de la fábrica estructural del macizo rocoso se entenderá cual es el factor más influyente en el desarrollo del deslizamiento.
- Al realizar un “*back analysis*” del deslizamiento se obtendrá parámetros de resistencia al corte más confiables y cercanos a la realidad.

- Al analizar la estabilidad del talud rocoso actual se podrá determinar si es necesario medidas de estabilización para el talud.
- Al modelar numéricamente el deslizamiento actual, se estimará con mayor certeza el alcance de un probable nuevo deslizamiento.
- Al proponer medidas de contención se logrará reducir el riesgo para la comunidad.

1.5 Ubicación y accesibilidad

El área de estudio se encuentra ubicado en el distrito de Chavín de Huántar, provincia de Huari, en la Región Ancash.

En la Tabla 1 se presentan las rutas y el tiempo estimado vía terrestre desde el centro de Lima al distrito de Chavín de Huántar.

Tabla 1

Rutas y acceso al área de estudio

Ruta	Tipo de vía	Distancia (km)	Tiempo estimado
Lima – Catac	Carretera asfaltada	367	6 h 15 min
Catac - Chavín de Huántar	Carretera asfaltada	67	1 h 25 min

La ubicación específica del deslizamiento estudiado se detalla en la Tabla 2, aproximadamente a 400 m de la Plaza de Armas de Chavín de Huántar.

Tabla 2

Coordenadas del área estudiada

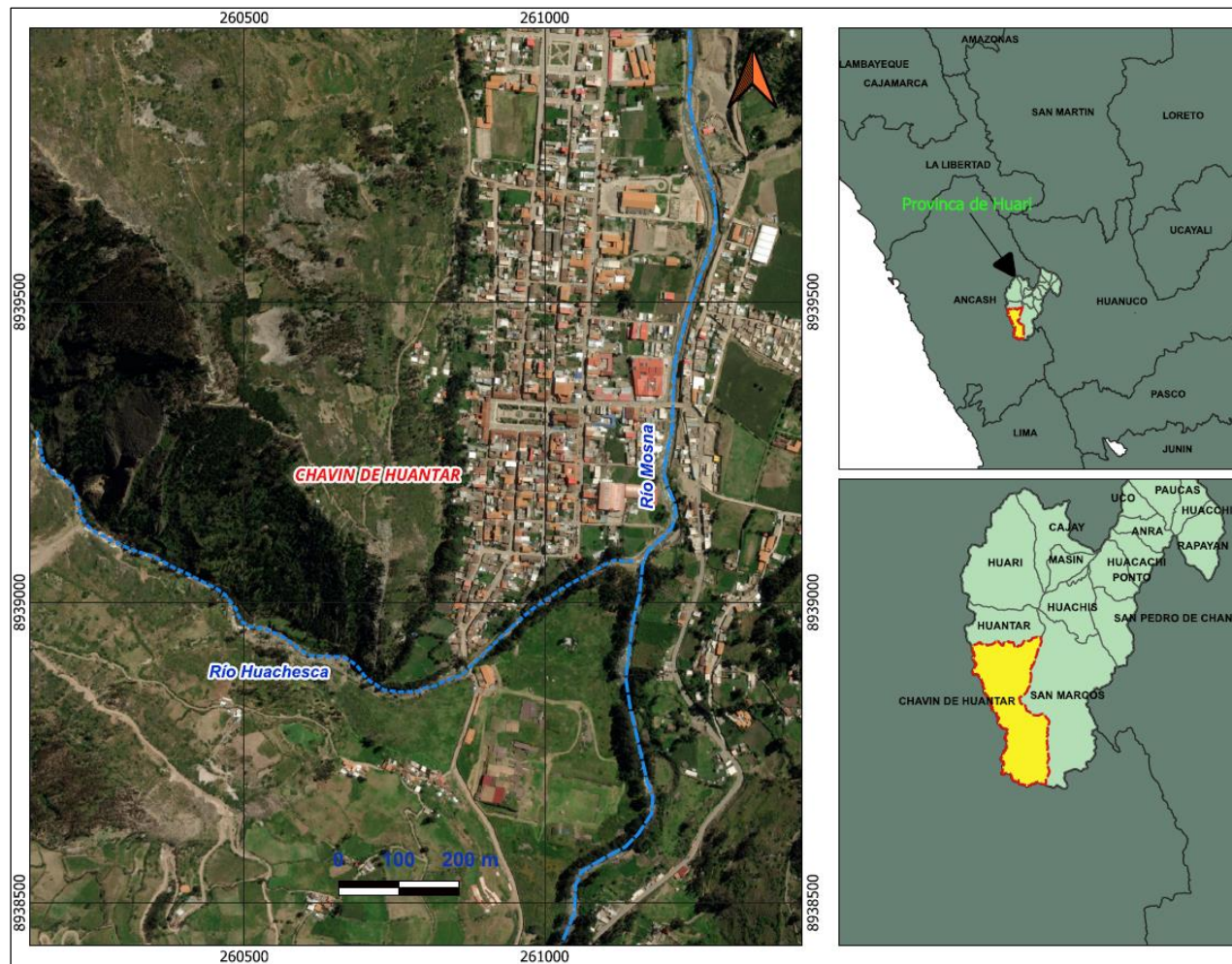
Lugar	UTM - WGS84 - Zona 18 L	
	Este	Norte
Cerro Cruz de Shallapa	260723	8939110

Nota: Proyección cartográfica UTM (“*Universal Transverse Mercator*”) basada en el datum geodésico WGS 84 (“*World Geodetic System 1984*”).

En la Figura 1 se muestra el mapa de ubicación del área de estudio, destacando la cercanía de la ciudad con la desembocadura del río Huachesca, así como la confluencia de los ríos Huachesca y Mosna.

Figura 1

Mapa de ubicación del distrito de Chavín de Huantar



Nota: El mapa de ubicación se encuentra en el sistema de referencia WGS 84 - UTM Zona 18S. Elaboración propia.

1.6 Clima y vegetación

La zona de estudio presenta un clima semiseco, templado, con humedad abundante en todas las estaciones del año. Se presentan dos estaciones en el año, la estación húmeda (septiembre - mayo) con precipitación anual entre 1200 mm y 1400 mm aproximadamente, y la estación seca entre los meses junio y agosto (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú SENAHI, 2023).

El distrito de Chavín de Huantar presenta vegetación del tipo bosque húmedo montañoso tropical en un radio de 4 km de distancia desde la ciudad (ver Figura 2). Por otro lado, adyacente a los lugares más elevados, se presenta vegetación del tipo páramo pluvial subandino tropical. Cabe destacar que el distrito ha perdido buena parte de su vegetación autóctona (bosque y páramo), y en su lugar predomina el paisaje agrario (Ministerio de Cultura, 2020).

Figura 2

Vegetación en el distrito de Chavín de Huantar



Nota: Elaboración propia.

Capítulo II. Marcos teórico y conceptual

2.1 Marco teórico

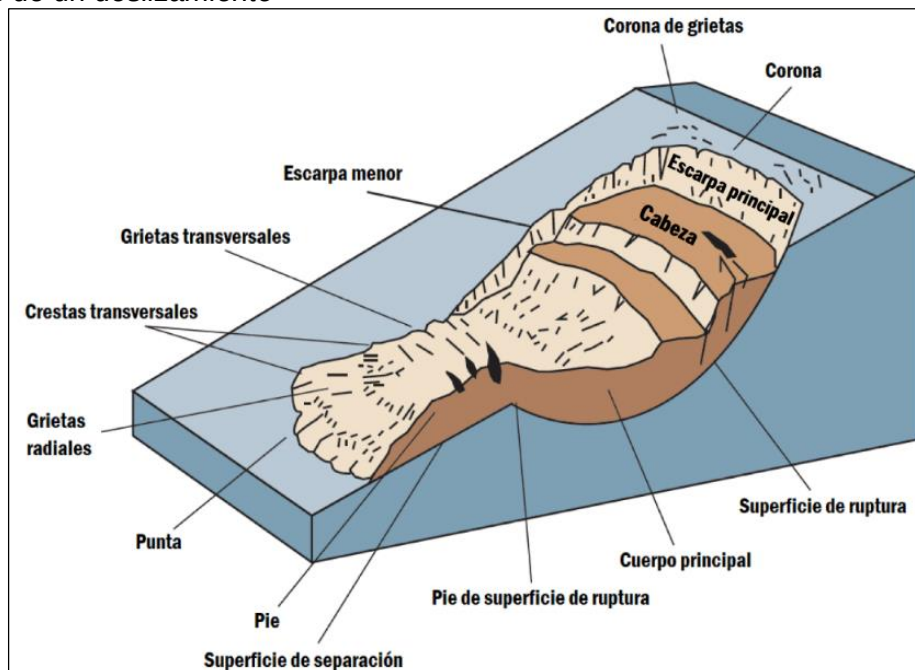
2.1.1 Deslizamientos

Highland y Bobrowsky (2008) describen el término deslizamiento como una amplia variedad de procesos que resultan del movimiento descendente de materiales tales como suelo, roca y materiales orgánicos bajo los efectos de gravedad y también define deslizamiento a la forma que resulta de tal movimiento. El movimiento de los materiales puede ser por caída, derrumbe, deslizamiento, expansión lateral o flujo, y también por una combinación de estos.

La posición y la terminología común para describir las partes de un deslizamiento se muestran en la Figura 3.

Figura 3

Partes de un deslizamiento



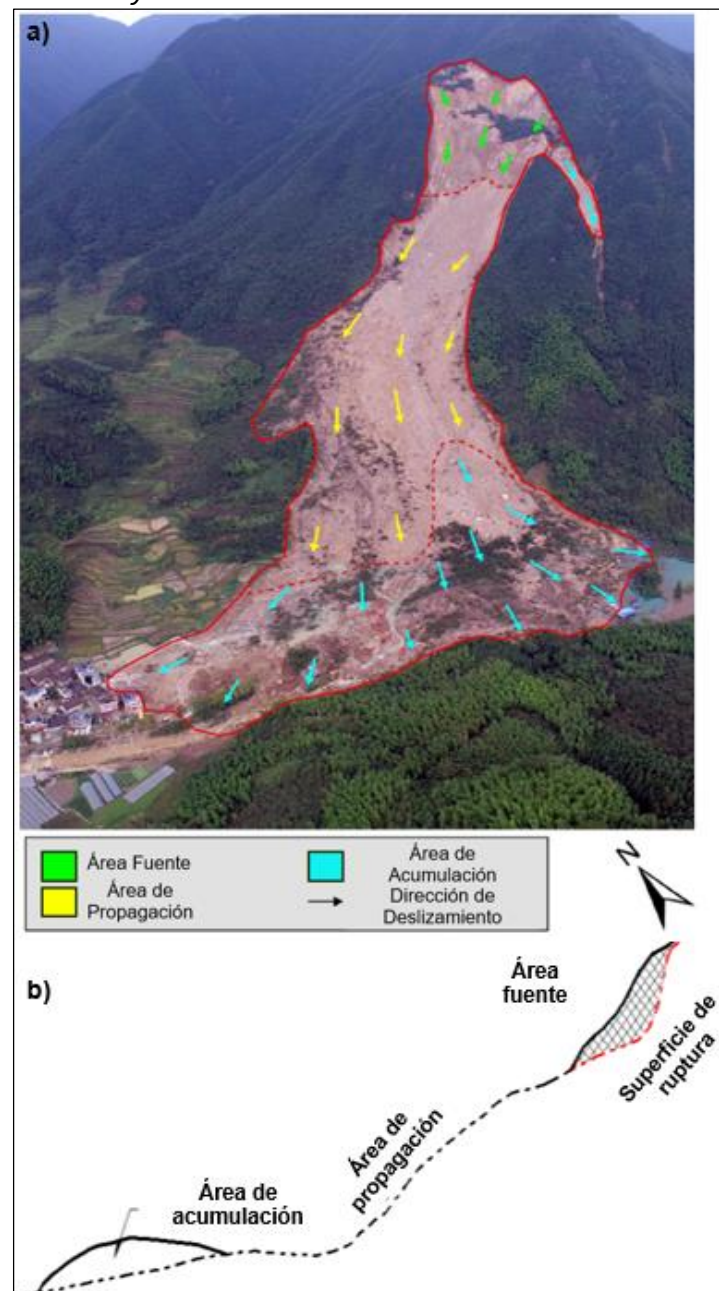
Nota: Deslizamiento con movimiento tipo rotacional que evolucionó en un deslizamiento tipo “flujo de tierra”. Tomado de Highland y Bobrowsky (2008).

Yang et al. (2019) mencionan que el proceso de un deslizamiento puede dividirse en 3 estadios de acuerdo con las características espaciales y trayectorias del cuerpo deslizante, estos son: estadio del deslizamiento del área fuente, el estadio del área de

propagación y el estadio del área de acumulación, los tres estadios se muestran en la Figura 4. En el deslizamiento, la fuente es el volumen del movimiento inicial medido entre el terreno original y la superficie de ruptura, el camino es el área por donde el deslizamiento se propaga y el depósito es la masa que descansa sobre el terreno una vez terminado la propagación del deslizamiento, esto se muestra en la Figura 4.

Figura 4

Perfil de un deslizamiento y sus fases de desarrollo



Nota: Deslizamiento en Su Village, China. a) Estadios del deslizamiento. b) Perfil de un deslizamiento con sus tres estadios (estadio de área fuente, estadio de área de propagación y estadio de área de depósito). Modificado de Yang, Wei, Wang y Zhu (2019).

Varnes (1978) propuso una clasificación de los tipos de deslizamientos según su tipo de movimiento y material involucrado como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3

Clasificación de los tipos de deslizamiento según Varnes (1978)

Tipo de Movimiento		Tipo de Material		
		Roca	Suelo	
			Predominantemente Grueso	Predominantemente Fino
Caída		Caída de roca	Caída de escombros	Caída de suelos
Vuelco		Vuelco de roca	Vuelco de escombros	Vuelco de suelos
Deslizamiento	Rotacional	Deslizamiento rotacional de rocas	Deslizamiento rotacional de escombros	Deslizamiento rotacional de suelos
	Traslacional	Deslizamiento de bloques de rocas	Deslizamiento de bloques de escombros	Deslizamiento de bloques de suelos
Dispersión Lateral		Dispersión de rocas	Dispersión de Escombros	Dispersión de tierra
Flujos		Flujo de rocas	Flujo de escombros	Flujo de suelos
		(Arrastramiento profundo)	(Arrastramiento de suelos)	
Complejo		Combinación de dos o más tipos principales de movimiento		

Nota: Versión abreviada de la clasificación de deslizamientos. Tomado de Varnes (1978).

2.1.1.1 Propagación de deslizamientos. Yang et al. (2019) mencionan que el análisis de propagación de los deslizamientos puede ser utilizado para diseñar medidas ingenieriles de remediación tales como barricadas, bermas y mallas de contención.

La movilidad y alcance de un deslizamiento puede ser cuantificada por la comparación de un deslizamiento observado real a un deslizamiento ideal (modelado como un simple punto), deslizando a lo largo de una superficie con coeficiente de fricción “ β ”, la ecuación 1 describe la longitud real alcanzada por la masa deslizada (Hsü, 1975).

$$L = L_e + \frac{H}{\tan \beta} \quad (1)$$

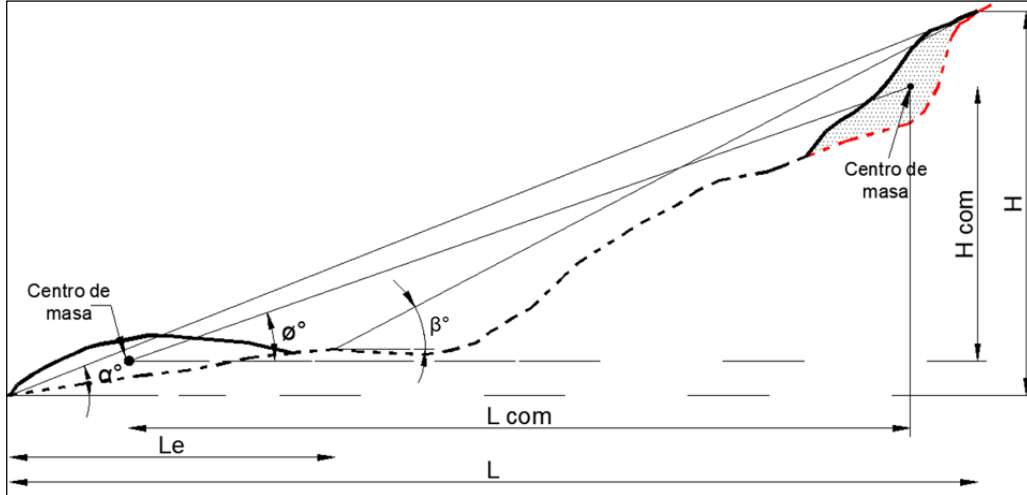
Donde:

- L_e representa el exceso de distancia recorrido por la masa en movimiento
- H representa la altura máxima recorrido por el deslizamiento

Cruden y Varnes (1996) describen geométricamente las dimensiones de un deslizamiento y basándose en estas definiciones el autor de la presente tesis ha realizado la Figura 5.

Figura 5

Dimensiones de un deslizamiento



Nota: Elaboración propia.

Donde:

- Ángulo de viaje (Φ°), es el ángulo entre el centro de masa de la fuente y el centro de masa del depósito
- Ángulo de Fahrböschung (α°), es el ángulo vertical entre la parte superior de la corona y la parte externa del pie de deslizamiento, el ángulo de Fahrböschung se muestra en la Figura 5 y se resuelve con la ecuación 2

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L} \quad (2)$$

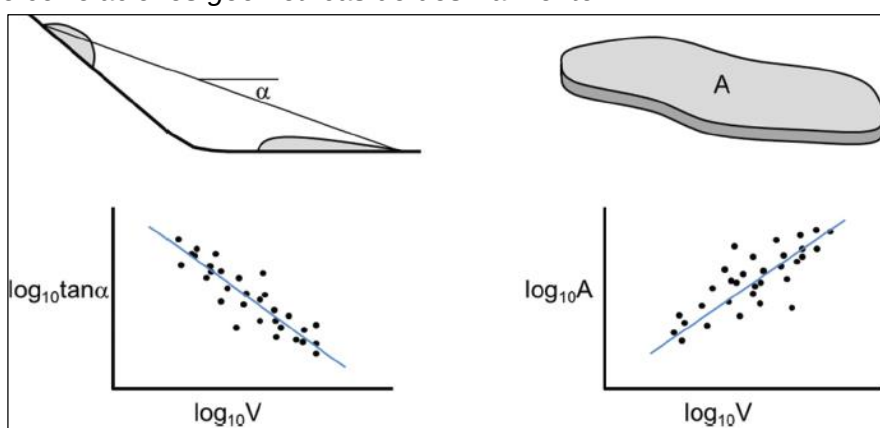
- Ángulo de propagación ideal (β°)
- Altura máxima vertical (H)
- Altura desde el centro de masa (H_{com})
- Máxima longitud horizontal (L)
- Longitud horizontal desde centros de masas (L_{com})
- Longitud horizontal de viaje más allá de lo esperado para un simple bloque deslizado (L_e)

McDougall (2017) menciona que los métodos para el análisis de propagación principalmente incluyen métodos empíricos-estadísticos y los modelos numéricos.

El método empírico establece relaciones geométricas entre el volumen de deslizamiento, diferencia de alturas, y el ángulo de alcance con el objetivo de predecir la distancia máxima de alcance de deslizamiento, ejemplos de relaciones empíricas se muestran en la Figura 6.

Figura 6

Esquemas de correlaciones geométricas de deslizamiento



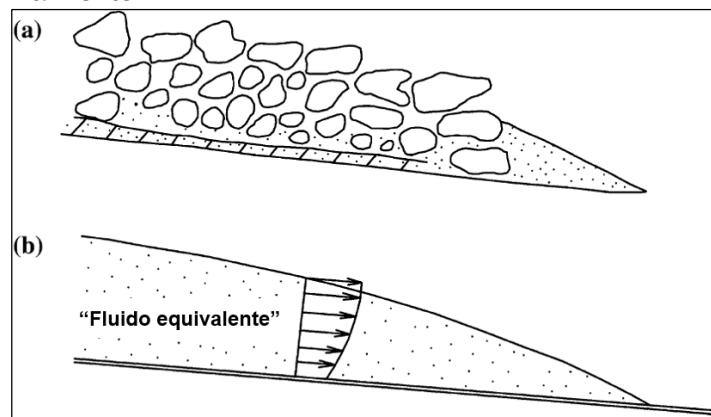
Nota: Correlaciones empíricas entre valores geométricos. a) Volumen versus ángulo de Fährböschung (α°). b) Volumen (V) versus área de depósito. Tomado de McDougall (2017)

Los métodos numéricos incluyen los métodos de elementos discretos y los métodos del continuo. Los métodos de elementos discretos se basan en la segunda ley de Newton y es usado para analizar la interacción de partículas que constituyen el deslizamiento y es normalmente adecuado para patrones de deslizamientos del tipo debris flow, los softwares que se basan en este modelo son por ejemplo el software PFC (*"Particle Flow Code"*) de la compañía Itasca y el MatDEM (*"Fast GPU Matrix Computing of Discrete Element Method"*) de la Universidad de Nanjing. Los métodos del continuo se basan en ecuaciones de masa y momento, incorporan también teoría de presión de tierra y simulan los movimientos característicos de la masa deslizante para obtener la velocidad, posición y espesor de la masa deslizante. Estos modelos han sido usados exitosamente para la simulación de muchos deslizamientos históricos y actuales, además de predecir potenciales peligros por deslizamientos.

Según Hungr (1995), en los límites de modelamiento de un cuerpo deslizando se vuelve fundamental encontrar un “fluido equivalente” donde las propiedades reológicas son tales que las propiedades del cuerpo masivo fluyendo pueden simular el comportamiento masivo esperado del deslizamiento real; en dicho concepto de fluido equivalente, la masa compleja y heterogénea deslizando es reemplazada por un fluido equivalente (ver Figura 7) cuyo comportamiento es gobernado por reología simple interna y reología basal, de ese modo y considerando la ecuación de continuidad del fluido y ecuación de movimiento, Hungr desarrolló el software DAN-W (ver Figura 8) el cual considera al cuerpo deslizante como un fluido equivalente y puede obtener precisamente las características de los movimientos de deslizamientos.

Figura 7

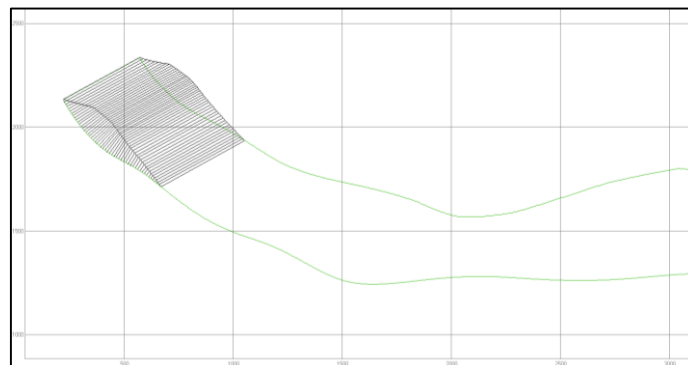
Frente de un deslizamiento



Nota: a) Prototipo de masa compleja y heterogénea moviéndose. b) “Fluido equivalente” homogéneo reemplaza la masa deslizante. Tomado de Hungr (1995).

Figura 8

Esquema de un modelo de deslizamiento en el software DAN-W



Nota: Modelo pseudo 3D de un deslizamiento, para análisis en el software DAN-W. Elaboración propia.

El software DAN-W ha sido usado por muchos autores para realizar análisis retrospectivo de una variedad de deslizamientos (Hungry y Evans, 1996; Ayotte y Hungry, 2000). Este software ha permitido demostrar teorías conceptuales de la dinámica de los deslizamientos, tales como la influencia del arrastre del material en la trayectoria del deslizamiento (Hungry y Evans, 2004), así como la influencia de los cambios de reología de los materiales a lo largo de la trayectoria de los deslizamientos.

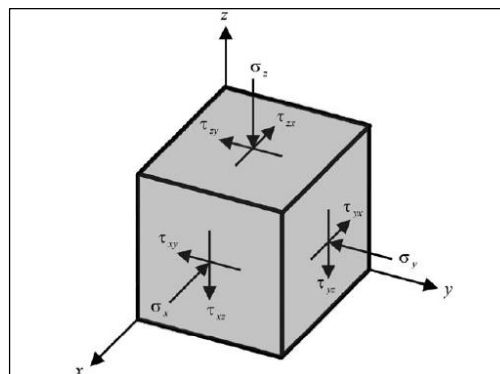
Por otro lado, Yang et al. (2020) mencionan que realizar una simulación numérica provee información relevante de un deslizamiento (velocidad del flujo, espesor del depósito y zona de daño) y de esta forma los autores estudiaron la avalancha de detritos ocurrido en China.

2.1.1.2 Reología de los materiales. La reología es la ciencia que estudia el comportamiento de la deformación y el flujo de los materiales (Barnes, 2000).

Pirulli (2005) menciona que el objetivo de la reología es estudiar las propiedades mecánicas de los materiales durante su movimiento, es decir, el cómo responden ante esfuerzos y deformaciones aplicadas. En la Figura 9 se observa el estado de esfuerzos totales en una unidad de material deslizante, la variable T_{zx} representa la fuerza que se opone al movimiento en la base del material y es gobernada por una reología basal que puede ser diferente de la reología interna, esta fuerza es negativa debido al sistema de referencia de coordenadas.

Figura 9

Estado de esfuerzos totales en un elemento de material de deslizamiento



Nota: Esfuerzos son considerados positivos. Si z está alineado con la dirección normal a la capa base, entonces T_{zx} y T_{zy} son los esfuerzos de corte basales para un elemento en la base del flujo de deslizamiento. Tomado de McDougall (1998).

A continuación, se presentan dos reologías propuestas por (Hung, 1995), usadas por muchos autores (Hung, 2002; Yang et al., 2020) en el modelamiento de deslizamientos históricos.

2.1.1.2.1 Reología friccional. En esta reología la fuerza resistente al corte “T” (resistencia basal) en la base de la masa deslizante depende solo del esfuerzo normal efectivo y es independiente de la velocidad, la fuerza T_{zx} se representa por la ecuación 3. Yang et al. (2019) menciona que la reología friccional se considera apropiada para modelar zonas de deslizamiento donde el material desplazado es de gran tamaño (e.g. gravas o bloques) y también se considera apropiada para deslizamientos que ocurren en taludes abiertos (no canalizados) (Aron, 2017b).

$$T_{zx} = -\sigma_z \cdot (1 - r_u) \cdot \tan(\phi) \quad (3)$$

Donde:

- σ_z es el esfuerzo normal a la base del elemento de flujo
- $r_u = u/\sigma_z$, es el coeficiente de presión de poros de fluidos con respecto al esfuerzo normal a la base del elemento de flujo
- ϕ es el ángulo de fricción interna o también denominado ángulo de fricción basal dinámico (Ayotte y Hung, 2000)

La ecuación 3 puede ser simplificada si se asume un coeficiente de presión de poros constante, haciendo ϕ_b el único parámetro ajustable cuando se trabaja con reología friccional, la ecuación simplificada se presenta en la ecuación 4.

$$T_{zx} = -\sigma_z \cdot \tan(\phi_b) \quad (4)$$

Donde:

- ϕ_b es el “*bulk friction angle*” e incluye el efecto de presión de poros

Zahibo et al. (2010) mencionan que la reología friccional se utiliza para obtener soluciones analíticas rápidas, por otro lado, Pirulli y Mangeney (2008) sostienen que varios modelos reológicos pueden ser aplicados a modelos dinámicos de avalancha, sin

embargo, solo el modelo friccional ha permitido el análisis en retrospectiva de eventos históricos de avalanchas de rocas tales como el deslizamiento de Frank en Canadá durante el año 1903 y Van Paola en Italia durante el año 1987.

Por otro lado, Hungr (1995) considera que un ángulo de fricción interna igual a 40° es adecuado para modelos de deslizamientos de rocas fragmentadas (granulares) sin presencia de agua.

Aaron et al. (2022) demuestran en trabajos previos que los resultados de las simulaciones de los deslizamientos son insensibles a valores específicos del ángulo de fricción interna mientras que se mantengan ángulos de fricción dentro de rangos razonables, por lo que se puede brindar un rango de ángulos de fricción en lugar de valores específicos.

2.1.1.2.2 Reología voellmy. Esta reología se usa cuando el material de deslizamiento es de tamaño de grano más fino, suelto y/o saturado (Yang et al., 2019), y es similar a la reología friccional añadiendo un segundo término de resistencia al flujo que es dependiente de la velocidad, la ecuación 5 representa la función de resistencia basal para el modelo de reología voellmy:

$$T_{zx} = -(\sigma_z \cdot f + \frac{\gamma \cdot V^2}{\xi}) \quad (5)$$

Donde:

- σ_z es el esfuerzo normal a la base del elemento de flujo
- f es un coeficiente de fricción y es equivalente a $\tan(\phi_b)$
- γ es el peso unitario del material
- V es la velocidad promedio del flujo y ξ es el parámetro de turbulencia

De acuerdo con McDougall (2017) la reología friccional sobre estima velocidades y simula depósitos con formas engrosadas en las partes proximales del depósito, mientras que la reología voellmy simula depósitos relativamente uniformes y distales, además de velocidades limitadas.

Según Hungr y Evans (2004) un cambio desde resistencia puramente friccional a resistencia voellmy puede ser apropiado cuando el flujo de deslizamiento pasa desde un material seco a un material saturado y desde material de tamaño de grano grueso a fino. Esta teoría fue luego validada por Aaron et al. (2017a) quien afirmó que el modelo reológico friccional simula deslizamientos donde no se producen turbulencia y donde los tamaños de partículas son grandes, mientras que el modelo reológico voellmy simula deslizamientos con partículas fracturadas (menor tamaño de grano) y donde sea visible una capa líquida en la masa deslizante.

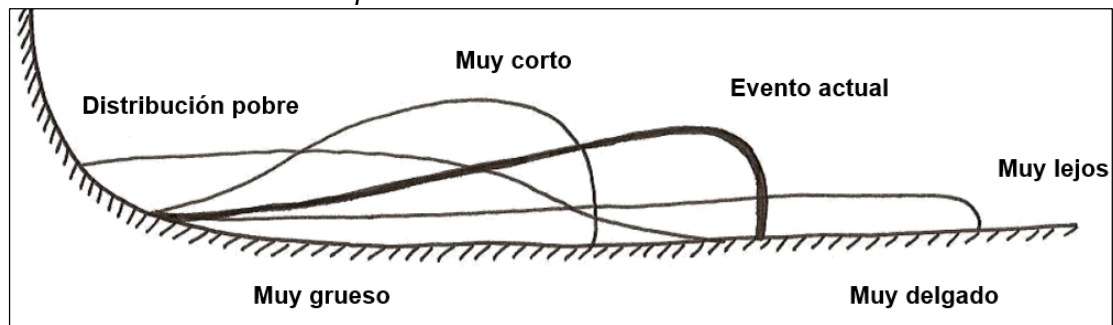
El cambio en la resistencia al corte interno y en presiones de poros puede ser causado por la progresiva fragmentación y conminución de granos de material durante el movimiento (Wang y Sassa, 2002) y se puede contabilizar mediante una aproximación del 20 % adicional al volumen del material original deslizado (McKinnon, 2010).

McDougall (2017) menciona que los parámetros para los modelos de “runout” no son perseguibles, desde que describen las propiedades de un fluido imaginario y homogéneo que se comporta de forma externamente comparable a deslizamientos, por lo que no es directamente medible desde el campo o desde experimentos de laboratorio, los parámetros del modelo deberían ser determinados por “*back analysis*”, sin embargo, de lo propuesto por Xing et al. (2019) se concluye que también es posible una aproximación de los parámetros reológicos friccionales a través de los ensayos tipo “*ring shear test*”.

El “*back analysis*” es un proceso por el cual los parámetros de entrada de un modelo, en este caso de la reología del deslizamiento, son cambiados hasta que el resultado de la simulación sea una adecuada representación del deslizamiento real observado (McKinnon, 2010), un ejemplo de comparación entre un modelo de deslizamiento real (evento actual) y los resultados obtenidos en la distribución del runout se muestra en la Figura 10.

Figura 10

Distribución de modelo de depósito de un deslizamiento



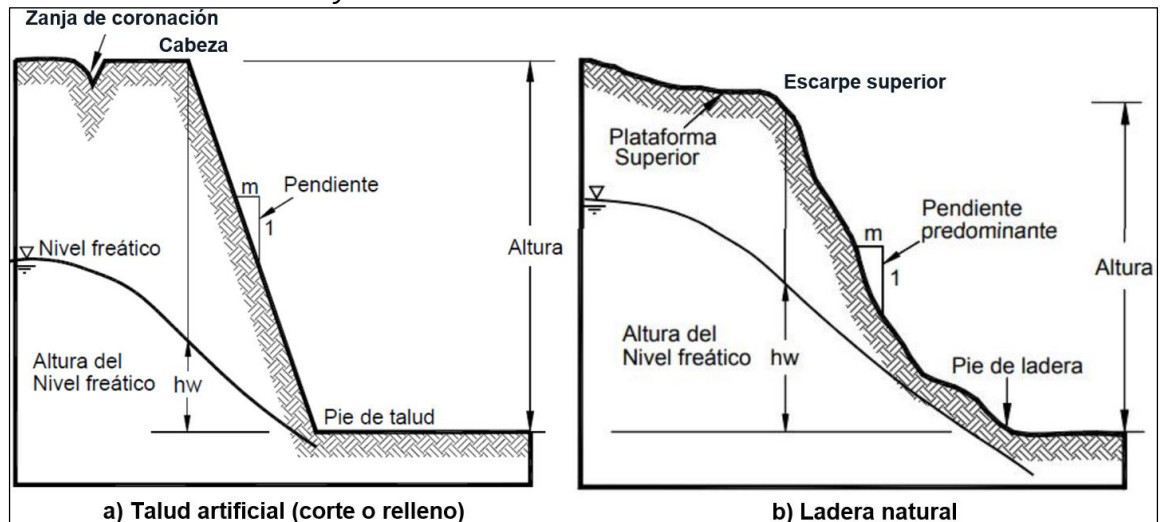
Nota: Tomado de McKinnon (2010).

2.1.2 Talud

Suarez (1998) define un talud como una masa de tierra que no es plana, sino que posee una pendiente o cambios de altura significativos. Usualmente se define como “ladera” si su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y define como “talud” cuando se construyó artificialmente. Los taludes pueden agruparse en 3 categorías: los terraplenes, los cortes en laderas naturales y los muros de contención. La nomenclatura y las partes de un talud se muestran en la Figura 11.

Figura 11

Nomenclatura de taludes y laderas

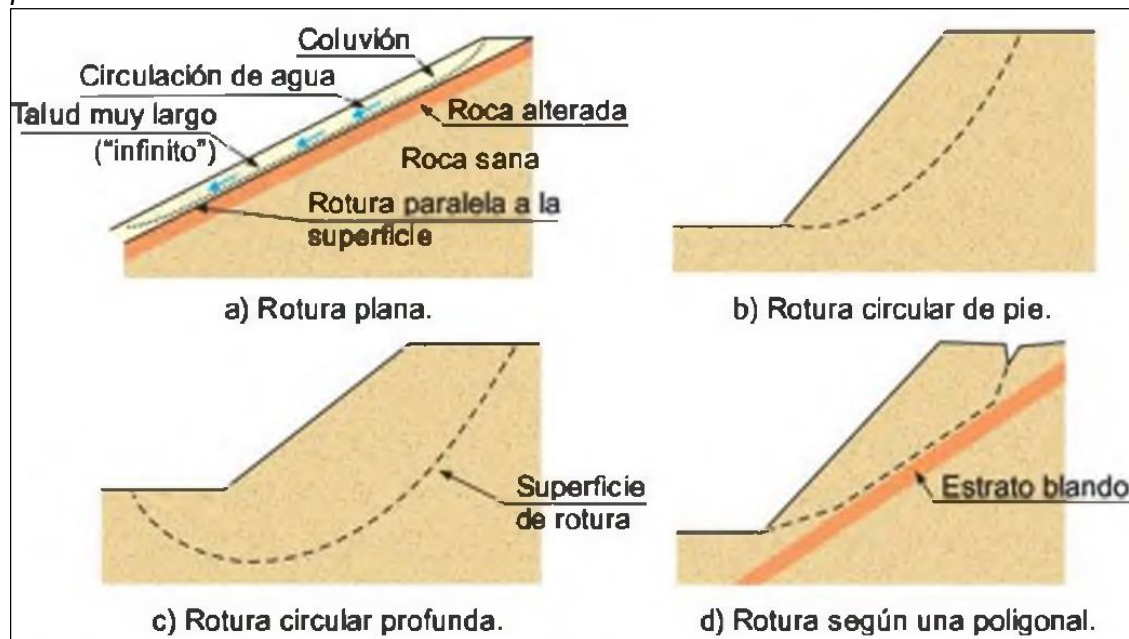


Nota: Tomado de Suarez (1998).

González de Vallejo (2002) menciona que los taludes que están conformados por suelos generalmente desarrollan superficies de rotura curvas cuando fallan, sin embargo, cuando existen estratos o capas de diferente competencia, los taludes romperán a favor de superficies no circulares, la forma de esta superficie de falla finalmente dependerá de la morfología y estratigrafía, en la Figura 12 se muestran las formas comunes de roturas en taludes de suelos.

Figura 12

Tipos de rotura común en suelos

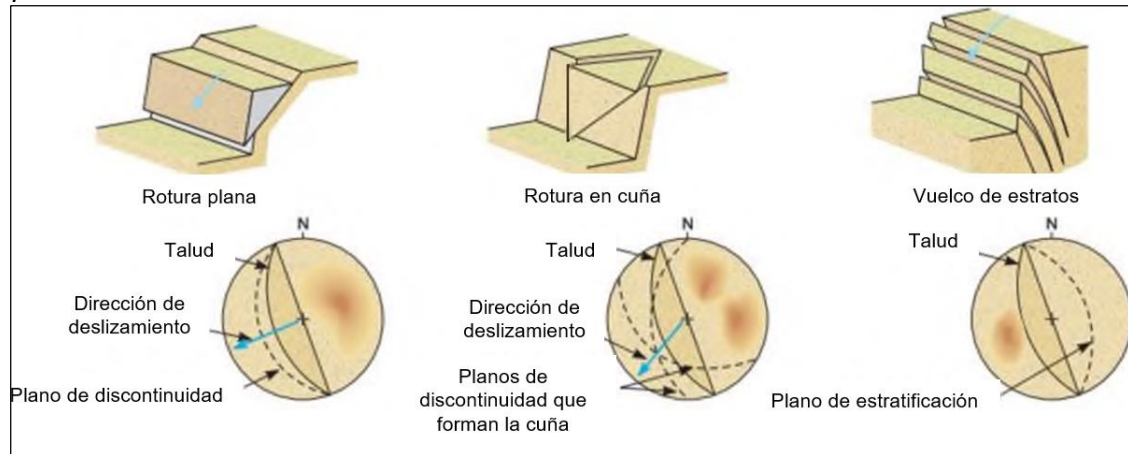


Nota: Tomado de González de Vallejo (2002).

Los taludes que están conformados por roca desarrollan superficies de rotura que dependen del grado de fracturamiento del macizo rocoso y de la orientación y distribución de sus discontinuidades con respecto al talud. La estabilidad de un talud rocoso queda definida por los parámetros de resistencia de las discontinuidades y de la roca intacta, en la Figura 13 se muestran las formas comunes de roturas en taludes de roca.

Figura 13

Tipos de rotura común en taludes rocosos



Nota: Tomado de González de Vallejo (2002).

2.1.2.1 Macizo rocoso. González de Vallejo (2002) define al macizo rocoso como “conjunto de bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan al medio” (p.123). Mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos, anisótropos y heterogéneos.

En macizos rocosos fuertes, la estructura es probablemente el factor controlador de mecanismo de falla, incluso en taludes relativamente altos. En caso de macizos rocosos débiles o en taludes muy altos, la resistencia del macizo rocoso juega un rol importante, ya sea solo o en combinación con la resistencia de las estructuras (Read y Stacey, 2009).

2.1.2.1.1 Matriz rocosa. González de Vallejo (2002) define matriz rocosa como aquel “material rocoso exento de discontinuidades, o a aquellos bloques de roca intacta que quedan entre las discontinuidades” (p.123). La matriz rocosa es considerada como continua, sin embargo, la matriz rocosa es normalmente heterogénea y anisótropa, se debe a su fábrica y a su microestructura mineral.

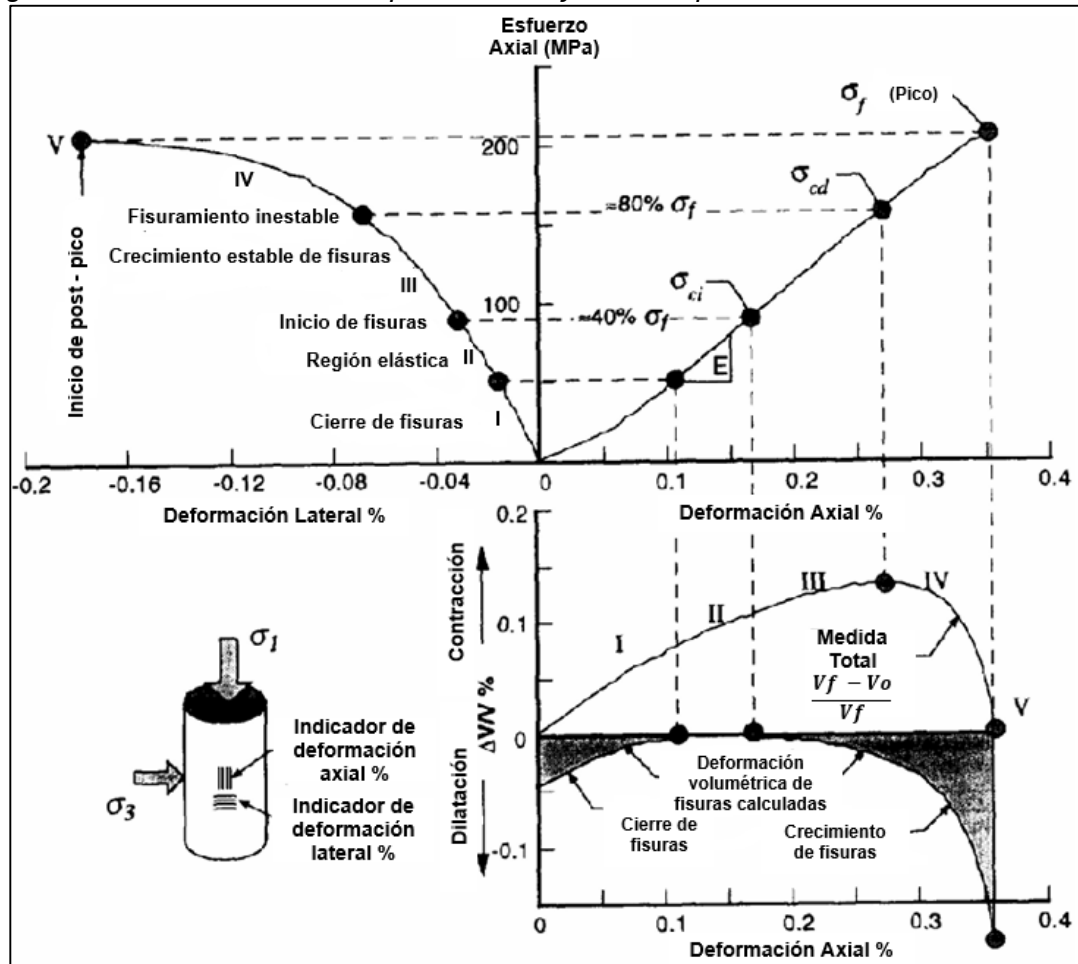
Por otro lado, Fossen (2020) define la resistencia de una matriz rocosa como el esfuerzo que soporta una roca a la deformación y fallamiento bajo fuerzas aplicadas, y depende de su composición mineralógica, textura, porosidad, estructuras.

Aportan Martin y Chandler (1993) cuando mencionan que una roca intacta frágil sometida a esfuerzo de compresión uniaxial puede atravesar cuatro fases hasta alcanzar

el fallamiento: cierre de fisuras, elasticidad lineal, crecimiento estable de fisuras y finalmente un crecimiento inestable de fisuras; la Figura 14 muestra las fases que atraviesa la roca hasta llegar al fallamiento.

Figura 14

Diagrama esfuerzo-deformación para un ensayo de compresión uniaxial



Nota: Se muestran las fases de iniciación de fisuras σ_{ci} , daño por fisuras σ_{cd} y resistencia pico. Tomado de Martin y Chandler (2004).

Huang y Poullain (2020) mencionan que los ensayos comunes realizados en la roca intacta tiene muy limitada aplicabilidad a la medición de propiedades del macizo rocoso, típicamente las pruebas de laboratorio son usados en conjunto con otras pruebas de campo que darán una estimación razonable de las propiedades de la masa rocosa, un resumen de los ensayos de laboratorio realizados en roca intacta se muestran en Tabla 4, las pruebas comunes de laboratorio para roca intacta incluyen mediciones de resistencia (índice de carga puntual (*point load index*), resistencia compresiva (*compressive strength*),

ensayo brasilero (*brazilian test*), corte directo (*direct shear*)), mediciones de rigidez (ultrasónico, módulos elásticos) y ensayos de durabilidad (*slaking* y *abrasion*).

Tabla 4

Procedimientos de ensayos de laboratorio en roca intacta y estándares

Categoría de ensayo	Nombre del Ensayo	Designación de ensayo	
		AASHTO	ASTM
Resistencia de carga puntual	Método para determinación del índice de carga puntual (I_s)	-	D 5731*
Resistencia compresiva	Resistencia compresiva del núcleo en compresión no confinada (ensayo de compresión uniaxial)	-	D 2938*
	Resistencia compresiva triaxial sin presión de poros	T 226	D 2664
Pruebas de fluencia	Fluencia – núcleo de roca dura cilíndrica en compresión uniaxial	-	D 4341
	Fluencia – núcleo de roca suave cilíndrica en compresión uniaxial	-	D 4405
	Fluencia – núcleo de roca dura cilíndrica, en compresión triaxial	-	D 4406
Resistencia tensional	Resistencia a la tracción directa de especímenes de núcleo de roca intacta	-	D 3936
	División de la resistencia a la tracción de núcleo de roca intacta (ensayo brasilero)	-	D 3967*
Corte directo	Pruebas de laboratorio de resistencia al corte directo - especímenes de roca, bajo esfuerzo normal constante	-	D 5607*
Permeabilidad	Permeabilidad de rocas por aire fluyendo	-	D 4525
Durabilidad	Disminución de durabilidad (<i>slake durability</i>) de esquistos y rocas débiles similares	-	D 4644*
	Prueba en roca pulida por solidez de escollera (<i>rock slab testing for riprap soundness</i>), usando sulfato de sodio y magnesio	-	D 5240*
	Durabilidad de roca por control de erosión bajo congelamiento/descongelamiento	-	D 5312*
	Durabilidad de roca por control de erosión bajo humedecimiento/secado	-	D 5313
Deformación y rigidez	Módulo elástico de núcleo de roca intacta en compresión uniaxial	-	D 3148*
	Módulo elástico de núcleo de roca intacta en compresión triaxial	-	D 5407
	Pulso de velocidades y constantes elásticas ultrasónicas en roca	-	D 2845*
Preparación de especimen	Preparación de especímenes de núcleo de roca	-	D 4543
	Preparación de roca pulida para prueba de durabilidad	-	D 5121

Nota: Tomado de Huang y Poullain (2020).

2.1.2.1.2 Discontinuidad. González de Vallejo (2002) define discontinuidad como cualquier plano de origen natural o mecánico que independiza o separa los bloques de matriz rocosa y además menciona que la resistencia a la tracción de las discontinuidades

es muy baja o nula, por lo tanto, el comportamiento de las discontinuidades se basa principalmente en su resistencia al corte.

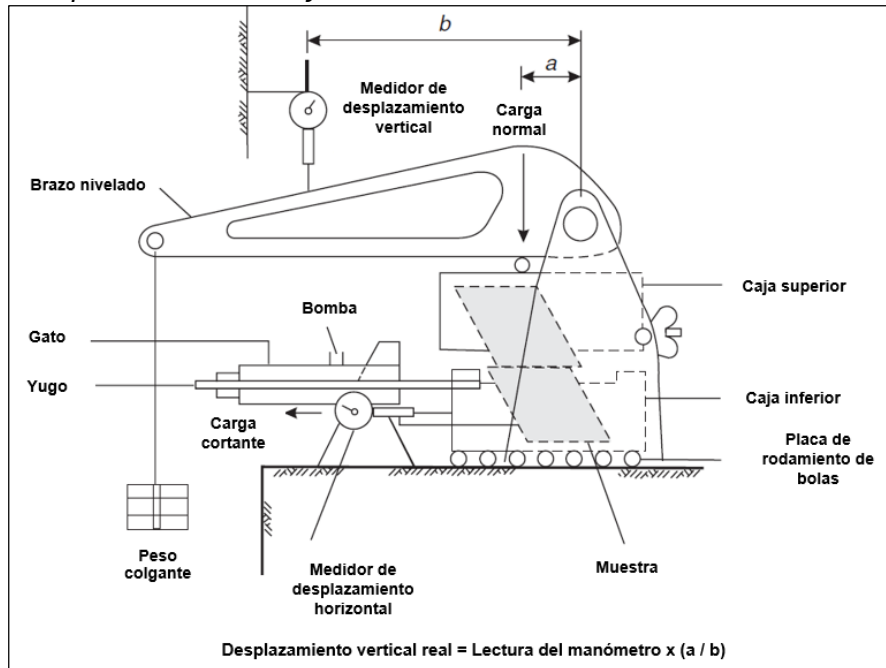
En terreno, las discontinuidades pueden ser naturales o mecánicas, siendo las discontinuidades mecánicas aquellas generadas por actividad humana.

La resistencia al corte de una discontinuidad proviene principalmente de dos componentes: el componente friccional resultado de dos superficies de roca deslizantes uno sobre otro y es relacionado con el ángulo de fricción básico que es dependiente solo de las propiedades del material (composición mineral), y un segundo componente de resistencia deslizante ofrecido por las irregularidades geométricas de las superficies rocosas. Este último componente está ligado al ángulo de dilatación "i" (Tse y Cruden, 1979).

Hencher y Richard (1982) estudian las propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades rocosas con el ensayo de corte directo, el ensayo consiste en someter a una discontinuidad de roca a esfuerzos normales (σ_n) a la discontinuidad, desplazando así la muestra en la dirección normal (δ_n) y tangencial (δ_s) del plano de discontinuidad; a medida que se ejecuta el ensayo se registra el esfuerzo de corte σ_t requerido para generar el desplazamiento δ_s (ver Figura 16). El esfuerzo de corte se incrementa rápidamente hasta alcanzar una resistencia pico, esta resistencia caerá en valor hasta alcanzar un valor de resistencia residual. Una vez alcanzada el valor de resistencia residual permanece constante a pesar de que continúen los desplazamientos. La Figura 15 muestra un equipo portable de corte directo para muestras de rocas con discontinuidades naturales o simuladas. La Figura 16 muestra también los resultados de un ensayo de corte directo típico ejecutado sobre un plano de discontinuidad con relleno de 4 mm de limo arenoso.

Figura 15

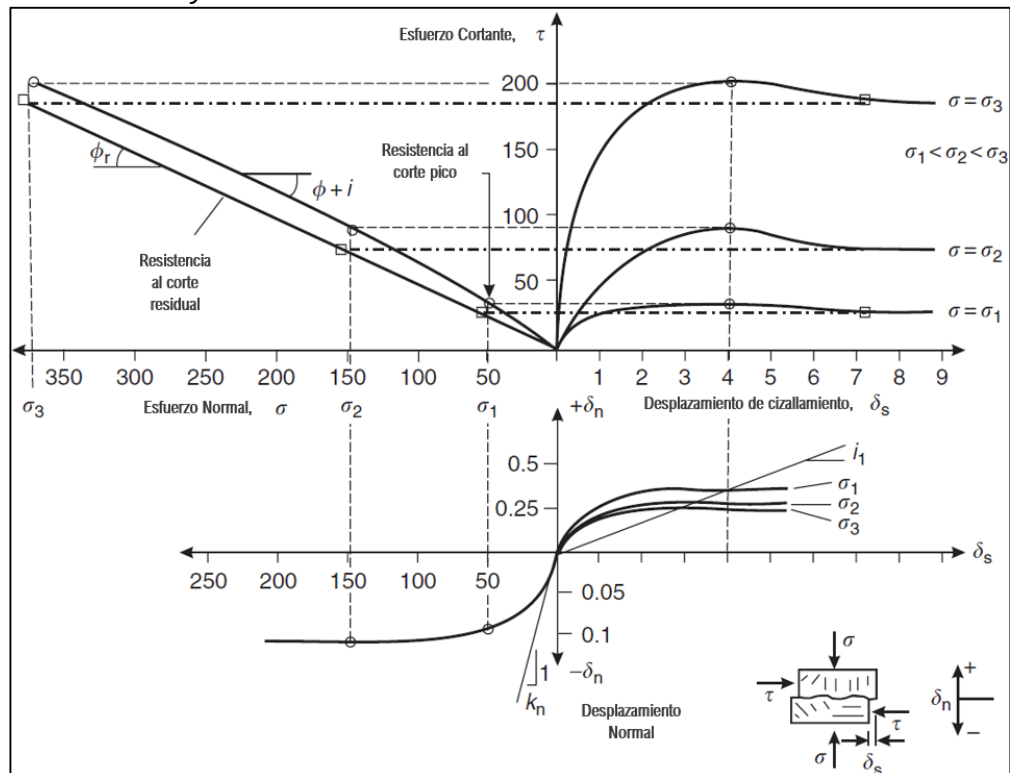
Equipo sencillo para realizar ensayos de corte directo



Nota: Equipo de corte directo de uso en laboratorio o en terreno para muestras de roca de hasta 75 mm. Tomado de Wyllie y Mah (2004).

Figura 16

Resultados del ensayo de corte directo de una discontinuidad con relleno



Nota: Resultado de ensayo de corte directo de una discontinuidad con relleno mostrando medidas de resistencia al corte (τ), rugosidad (i) y valores de rigidez normal (k_n), el ensayo se realiza a diferentes cargas σ_1 , σ_2 y σ_3 . Tomado de Wyllie y Mah (2004).

De la Figura 16 se obtienen valores conjugados de esfuerzo normal y esfuerzo cortante (picos y residuales). Para discontinuidades no rugosas (planares y sin ondulaciones) la resistencia al corte cae generalmente a lo largo de líneas rectas, por lo que puede evaluarse mediante el criterio lineal de Mohr-Coulomb (Hoek y Bray, 1981), en las ecuaciones 6 y 7 se muestran las resistencias al corte pico (τ_p) y residual (τ_r) respectivamente.

$$\tau_p = C_p + \sigma'_n \cdot \tan \phi_p \quad (6)$$

$$\tau_r = C_r + \sigma'_n \cdot \tan \phi_r \quad (7)$$

Donde:

- σ'_n es el esfuerzo normal efectivo
- ϕ_p y ϕ_r corresponden al ángulo de fricción pico y residual respectivamente
- C_p y C_r corresponden a la cohesión pico y residual aparente respectivamente

Barton (1977) propone el criterio no lineal empírico para la resistencia al corte de discontinuidades rugosas y sin relleno, considerando su coeficiente de rugosidad (JRC) y su resistencia a la compresión no confinada de la pared de la estructura (JCS). El modelo solo es válido para discontinuidades donde exista un contacto completo entre pared y pared de la discontinuidad, sin embargo, cuando las discontinuidades se encuentran con relleno, el relleno debería ser el principal componente de análisis y sería recomendable no usar el modelo de Barton.

Se propone la ecuación 8 para la resistencia peak (T) de las discontinuidades naturales rocosas, de acuerdo con Barton (1977):

$$T = \sigma_n \cdot \tan \left[\phi_b + JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (8)$$

Donde:

- σ_n es el esfuerzo normal
- ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la junta
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta y se estima según la Figura 17

- JCS es la resistencia compresiva de la pared de la junta

Figura 17

Perfiles de rugosidad y sus correspondientes valores de JRC

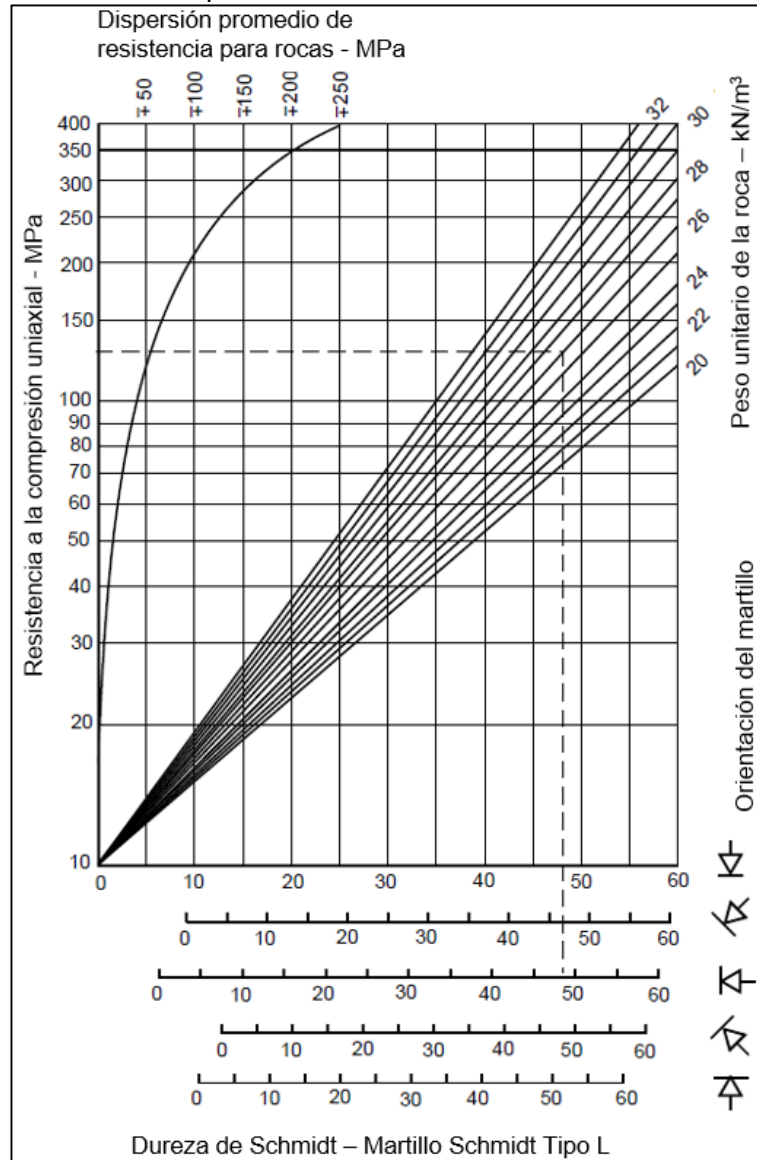
	$JRC = 0 - 2$
	$JRC = 2 - 4$
	$JRC = 4 - 6$
	$JRC = 6 - 8$
	$JRC = 8 - 10$
	$JRC = 10 - 12$
	$JRC = 12 - 14$
	$JRC = 14 - 16$
	$JRC = 16 - 18$
	$JRC = 18 - 20$
 0 5 cm 10	

Nota: Tomado de Barton y Choubey (1977).

El valor de la resistencia compresiva de las paredes de la junta (JCS) puede ser estimado a partir del esquema mostrado en la Figura 18, propuesto por Deere y Miller (1966).

Figura 18

Resistencia compresiva uniaxial a partir de dureza del martillo de Schmidt



Nota: Ábaco de resistencia compresiva uniaxial de las paredes de las juntas versus dureza del martillo Schmid, para determinado peso unitario de la roca evaluada. Tomado de Deere y Miller (1966).

Barton y Choubey (1977) actualizan la ecuación 8 en base a ensayos de corte directo en 130 discontinuidades distintas, y proponen la ecuación 9 para un caso general de valor de resistencia al corte que considere discontinuidades alteradas o no alteradas.

$$T = \sigma_n \cdot \tan \left[\phi_r + JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (9)$$

Donde:

- σ_n es el esfuerzo normal
- ϕ_r es el ángulo de fricción residual de la junta

- JRC corresponde al coeficiente de rugosidad de la junta, que varía desde 5 en superficies lisas, hasta 20 en superficies rugosas onduladas
- JCS corresponde a la resistencia compresiva de la pared de la junta. Si la discontinuidad es limpia e inalterada tendrá un valor igual a la resistencia a la compresión uniaxial de material de roca intacta.

El ángulo de fricción residual (ϕ_r) es menor que el ángulo de fricción de la roca sana " ϕ_b " y puede ser estimado según la ecuación 10.

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (10)$$

Donde:

- ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la junta
- R es el valor de rebote del martillo Schmidt sobre la roca
- r es el valor de rebote del martillo Schmidt sobre la pared de la junta

2.1.2.2 Criterio de falla de Mohr-Coulomb. El criterio de falla de Mohr-Coulomb es una combinación de teorías desarrollado en primer lugar por Coulomb (1773) y luego reformulado por Mohr (1882). La teoría de Mohr-Coulomb se utiliza para describir el comportamiento de los suelos y materiales geotécnicos bajo carga aplicada en un estado triaxial de tensiones y es un criterio lineal de la resistencia al corte representado por la ecuación 11. La representación de la ecuación lineal del criterio de falla de Mohr-Coulomb se muestra en la Figura 19.

$$\tau_{m\acute{a}x} = C_j + \sigma'_n \cdot \tan \phi_j \quad (11)$$

Donde $\tau_{m\acute{a}x}$ es la resistencia al corte máximo (resistencia pico) de la muestra ensayada, C_j representa la cohesión del material, ϕ_j es el ángulo de fricción pico del material, y σ'_n es el valor medio del esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de la discontinuidad.

Por otro lado, cuando se excede el valor pico y se producen desplazamientos importantes en el plano de la estructura estudiada, se desarrolla una condición

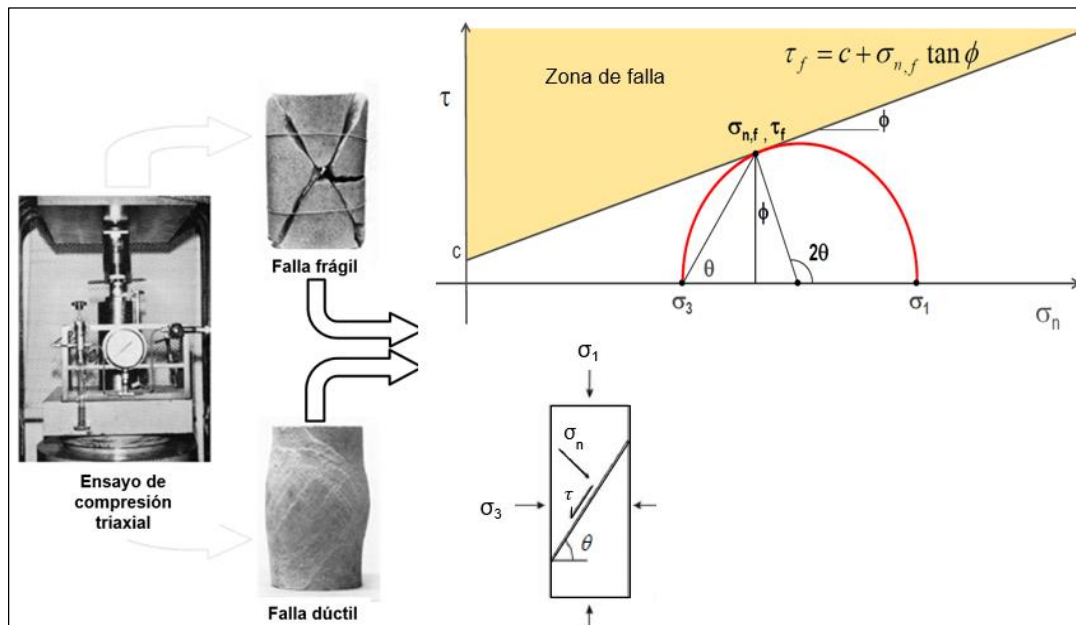
denominada condición residual, la resistencia en condiciones residuales τ_{res} es determinada por la ecuación 12:

$$\tau_{res} = C_{jres} + \sigma'_n \cdot \tan \phi_{jres} \quad (12)$$

Donde C_{jres} representa la cohesión del material en condiciones residuales, ϕ_{jres} es el ángulo de fricción residual del material, y σ'_n es el valor medio del esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de la estructura.

Figura 19

Criterio de falla de Mohr-Coulomb



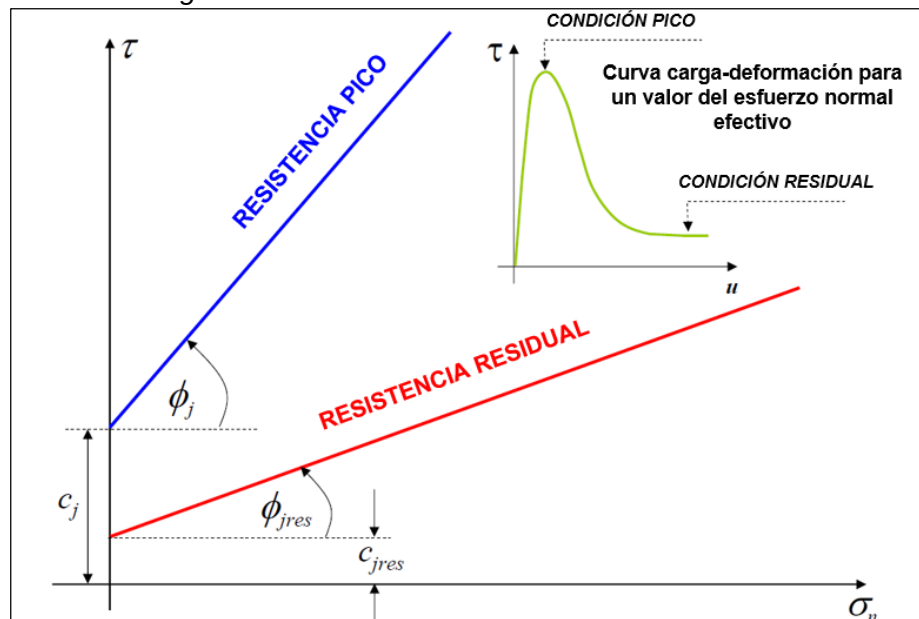
Nota: Envolvente de Mohr y criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb desde un ensayo triaxial. Tomado de Karzulovic (2006).

El gráfico de resistencia al corte pico y residual se construye al aplicar diferentes cargas normales en ensayos triaxiales (ver Figura 19) o en ensayos de corte directo, en cada uno de ellos se encuentra el valor pico y residual, finalmente son ploteados en un diagrama de esfuerzo normal versus resistencia al corte como se muestra en la Figura 20.

El criterio de falla de Mohr-Coulomb es el criterio adecuado para representar la función de resistencia de discontinuidades planares o rugosas y con poco o nulo relleno, si las discontinuidades presentan considerable espesor de relleno es mejor realizar el ensayo sobre el material de relleno y no sobre la discontinuidad.

Figura 20

Resistencia al corte según el criterio de falla de Mohr-Coulomb



Nota: Tomado de Karzulovic (2006).

En la Tabla 5 se presentan los valores típicos de cohesión y fricción (parámetros de Mohr-Coulomb) para la roca sana.

Tabla 5

Valores típicos de cohesión y fricción para roca sana

Roca	Cohesión	Ángulo de fricción básico Φ_b (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80 - 350	30 - 50
Basalto	200 - 600	48- 55
Caliza	50 - 400	35 - 50
Caliza margosa	10 - 60	30
Cuarcita	250 - 700	40 - 55
Diabasa	900 - 1200	40 - 50
Diorita	150	50 - 55
Dolomía	220 - 600	25 - 35
Esquisto	250	25 - 30
	20 - 150*	20 - 30*
Gabro	300	35
Gneiss	150 - 400	30 - 40
Granito	150 - 500	45 - 58
Grauvaca	60 - 100	45 - 50
Mármol	150 - 350	35 - 45

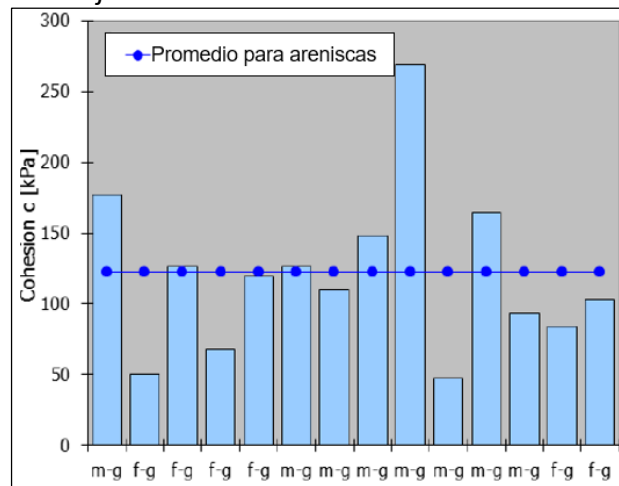
Roca	Cohesión	Ángulo de fricción básico Φ_b (grados)
Lutita	30 - 350	40 - 60
	-	15 - 25*
Pizarra	100 - 500	40 - 55
Toba	7	-
Yeso	-	30

Nota: (*) Indica valores en planos de estratificación o esquistosidad. Tomado de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Salas y Alpanés (1975), como se citó en González de Vallejo (2002).

Además, de forma más específica Malkowski (2015) propone valores de cohesión y fricción para juntas en areniscas mediante ensayos de corte directo, estos valores son mostrados en la Figura 21 y Figura 22.

Figura 21

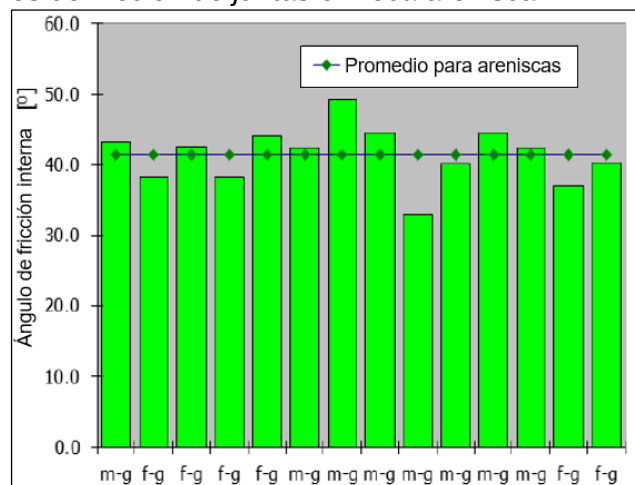
Resultados de cohesión de juntas en roca arenisca



Nota: Tomado de Malkowski (2015).

Figura 22

Resultados de ángulos de fricción de juntas en roca arenisca



Nota: Tomado de Malkowski (2015).

2.1.2.3 Criterio de falla de Hoek-Brown. Hoek y Brown (1980) proponen la ecuación 13 y la nombran criterio de falla Hoek-Brown.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (13)$$

Donde:

- σ_1 es el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla
- σ_3 es el esfuerzo efectivo principal menor en la falla
- σ_{ci} es la resistencia compresiva uniaxial de las piezas de roca intacta en la masa rocosa
- m y s son constantes adimensionales y dependen de la masa rocosa

Para roca intacta, la constante s es igual a 1 y la constante m se denominará " m_i ", convirtiéndose la ecuación 13 en la ecuación 14.

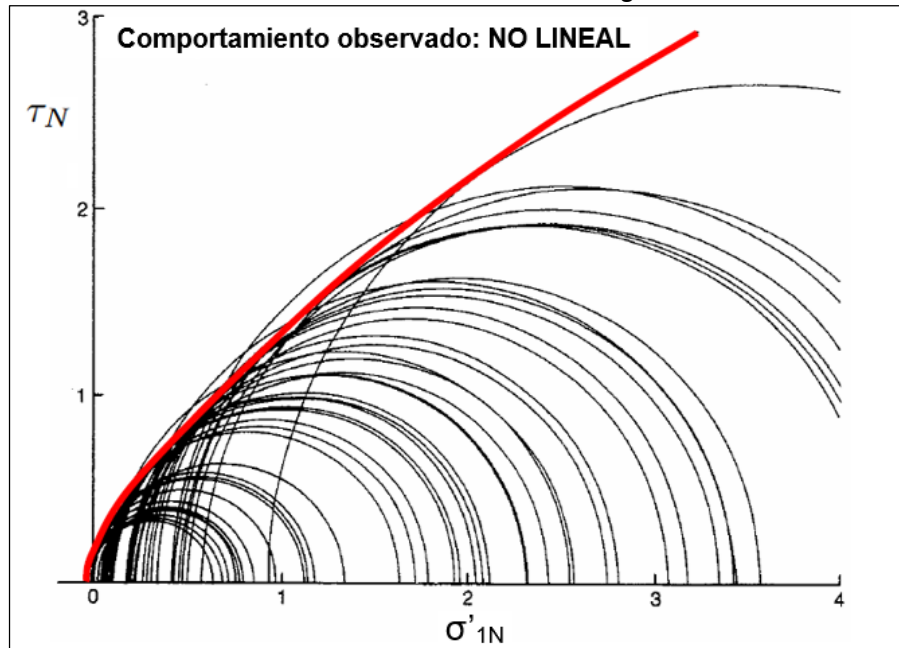
$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (14)$$

Hoek y Brown (1980) recomiendan que el rango de confinamiento a usar en los ensayos triaxiales para la roca intacta sea: $0 < \sigma_3 < 0.5 \sigma_{ci}$, presiones diferentes a estos límites puede tener significativa influencia en los valores de m_i (Read et al., 2005, como se citó en Read y Stacey, 2009).

Hoek (1983) demuestra mediante ensayos triaxiales de laboratorio el comportamiento no lineal de las rocas (ver Figura 23) representados con los círculos de Mohr para la condición de falla.

Figura 23

Comportamiento no Lineal de la resistencia al corte en roca granito



Nota: Demostración de comportamiento no lineal del fallamiento de la roca, en cinco probetas de roca granito. Tomado de Hoek (1983).

Hoek (1994) introdujo el GSI (Geological Strength Index) como una alternativa para superar las limitaciones que tenía el sistema de clasificación anteriormente usado (RMR) de no poder trabajar para macizos rocosos muy pobres; el GSI emergió oficialmente en 1995 y fue subsecuentemente modificado y expandido a medida que se ganaba experiencia en su uso y aplicabilidad.

Hoek (2002) menciona que la principal razón por la que se dejó de usar el sistema de clasificación RMR y se empezó a utilizar el GSI es porque es un método que relaciona mejor el criterio de falla de Hoek-Brown con las observaciones geológicas de campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles donde ya no existe una relación lineal entre RMR de Beniaski y GSI, es así como modificó el criterio de falla principalmente por cambios en los parámetros m_b , a y s , según la ecuación 15.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (15)$$

Donde m_b es el valor reducido de la constante de material de roca intacta " m_i " y se calcula mediante la ecuación 16.

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (16)$$

Las variables s y a son constantes para la masa rocosa y está dada por las ecuaciones 17 y 18.

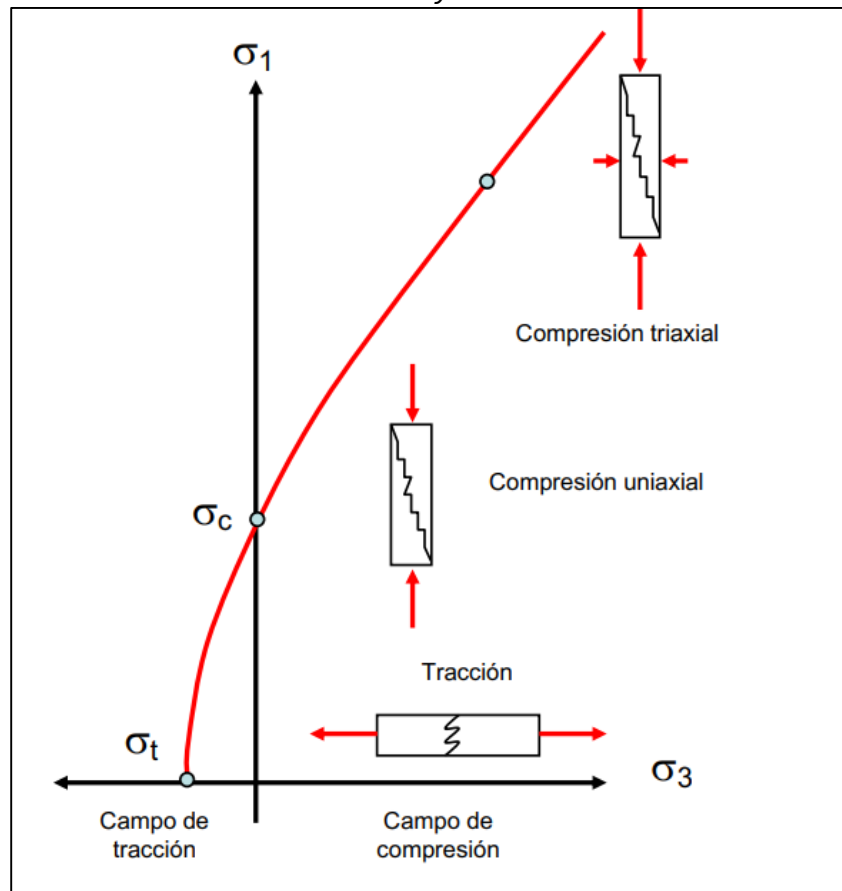
$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (1)$$

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

Los valores de esfuerzos principales σ'_1 y σ'_3 se obtienen a partir de ensayos de laboratorio tal como se indica en la Figura 24; la relación existente entre el criterio de falla de Hoek-Brown para la roca intacta y el escalamiento que se realiza para llegar a la escala del macizo rocoso se muestra en la Figura 25.

Figura 24

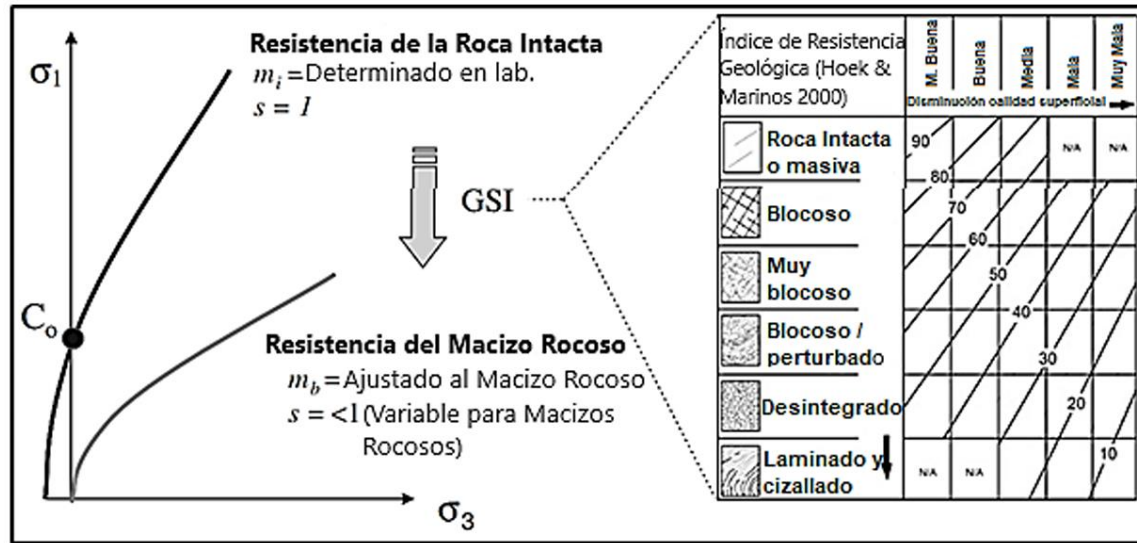
Función de ecuación de criterio de falla de Hoek y Brown



Nota: Ensayos de laboratorio necesarios para construir la función de criterio de falla. Tomado de González de Vallejo (2002).

Figura 25

Escalamiento desde la resistencia de la roca intacta al macizo rocoso



Nota: Envolvente de falla de Hoek-Brown para la roca intacta y para el macizo rocoso. Tomado de Eberhardt (2012).

El método de clasificación de macizo rocoso “GSI” se basa en la inspección visual del grado de fracturamiento y de las condiciones de las superficies de fracturas tal como se muestra en la Figura 26. Cabe destacar que el sistema GSI solo es aplicable a macizos rocosos sin orientaciones preferenciales, es decir, donde no exista un sistema estructural dominante (Marinos y Hoek, 2000), como es el caso de macizos rocosos conformados por rocas sedimentarias o metamórficas tales como: limolitas, lutitas, pizarras, esquistos y gneis, también para aquellas rocas ígneas con sistemas de diaclasas preferenciales. Macizos rocosos que incluyan estas rocas podrían ser acomodados al criterio de GSI siempre y cuando el macizo rocoso ha sido tectónicamente dañado y las preferencias estructurales se han perdido. En la Figura 27 se muestra la aplicabilidad del criterio de rotura de Hoek-Brown para la roca intacta, utilizando la ecuación 14 para la roca intacta, mientras que para el macizo rocoso se utiliza la ecuación 15.

Figura 26

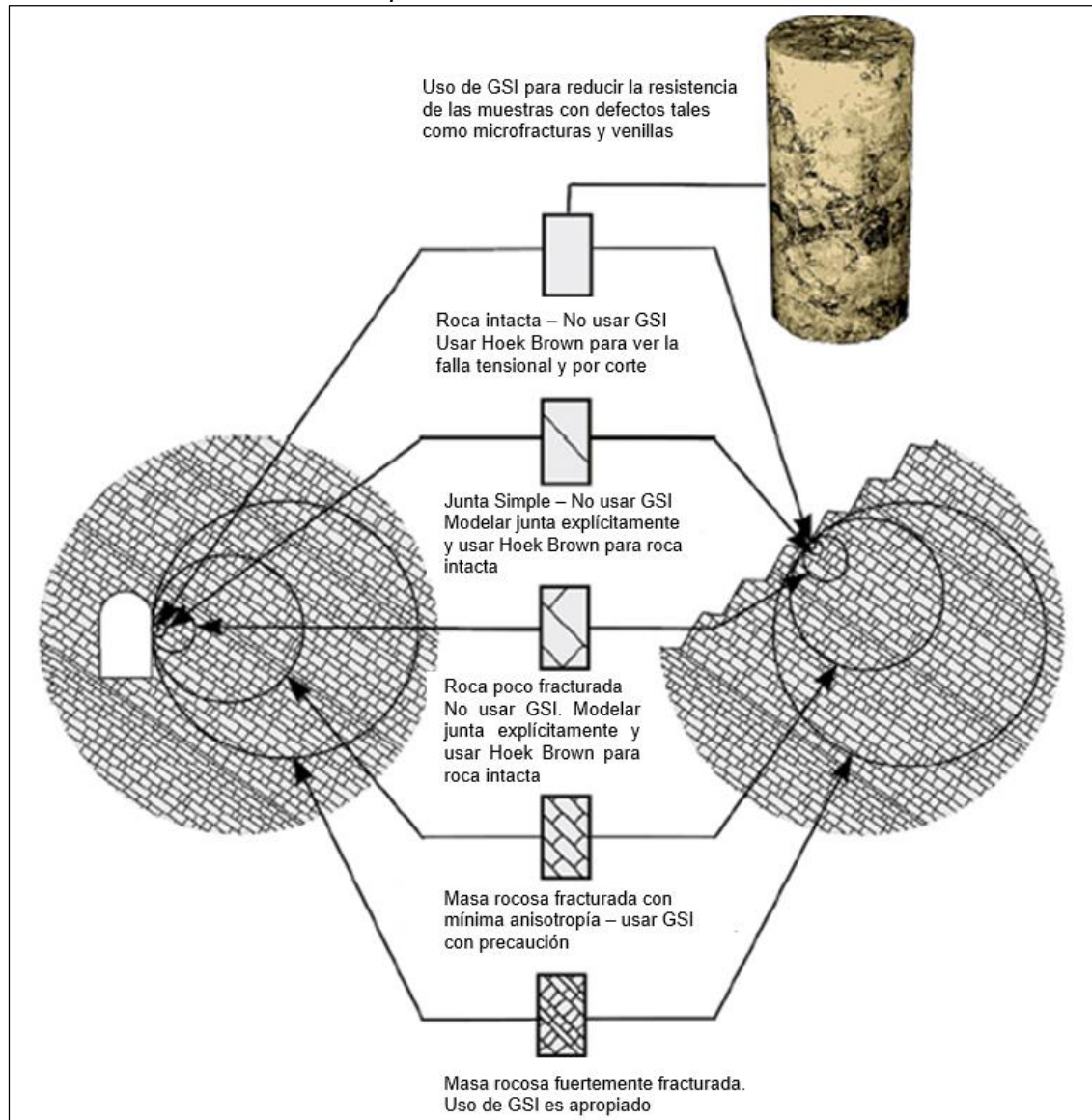
Sistema de clasificación de macizo rocoso "GSI" (Geological Strength Index)

INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos y Hoek (2000))		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS					
Estime el valor típico de GSI considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades. NO trate de ser demasiado preciso, De hecho, el considerar $33 \leq \text{GSI} \leq 37$ es más realista que considerar $\text{GSI} = 35$. <u>Note que esta tabla No es aplicable a problemas con control estructural</u>. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlaran el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para GSI. La presencia del agua no se considera al evaluar el rango de GSI; ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.		DISMINUYE LA CALIDAD					
ESTRUCTURA DEL MACIZO		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS					
INTACTA O MASIVA  Probetas de roca intacta Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.		MUY BUENA Muy rugosas, cajas frescas o no intemperizadas	BUENA Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas	REGULAR Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas	MALA Pulidas, cajas meteorizadas, con patinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos	MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con patinas o con rellenos de arcilla blanda	
DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES		DISMINUYE LA CALIDAD					
BLOCOSA  Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre sí.		90	80	70	60	50	40
MUY BLOCOSA  Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.		80	70	60	50	40	30
BLOCOSA VETEADA  Macizos plegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.		70	60	50	40	30	20
DESINTEGRADA  Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.		60	50	40	30	20	10
LAMINADA / CIZALLADA  Macizo con planos débiles (cizalla y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre sí y que no definen bloques.		N/A	N/A	30	20	10	

Nota: Caracterización del macizo rocoso en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades. Tomado de Marinos y Hoek (2000).

Figura 27

Condiciones del macizo rocoso para los criterios de falla de Hoek-Brown



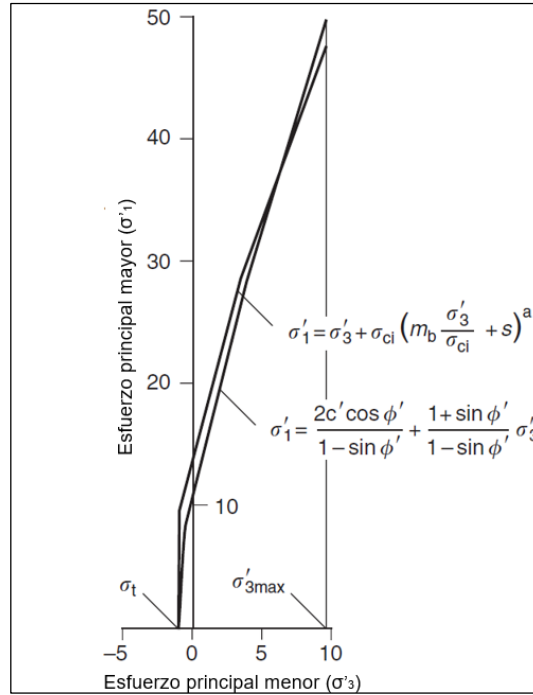
Nota: Efecto de escala en la caracterización del macizo rocoso. Tomado de Hoek y Brown (2019).

Wyllie y Mah (2004) mencionan que los análisis de estabilidad de taludes involucran la determinación de la resistencia al corte del macizo rocoso en la superficie de deslizamiento, expresado en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Es necesario determinar el ángulo de fricción y la cohesión que son equivalentes entre los criterios de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown. El ángulo de fricción y cohesión equivalente se obtienen al ajustar una recta lineal a la curva generada por la ecuación 15 y para un rango de valores de esfuerzos principales menores definidos entre $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3\text{ máx}}$, tal como se muestra

en la Figura 28. En la Figura 29 se presenta un ejemplo de la relación entre las envolventes de resistencia de ambos criterios de falla.

Figura 28

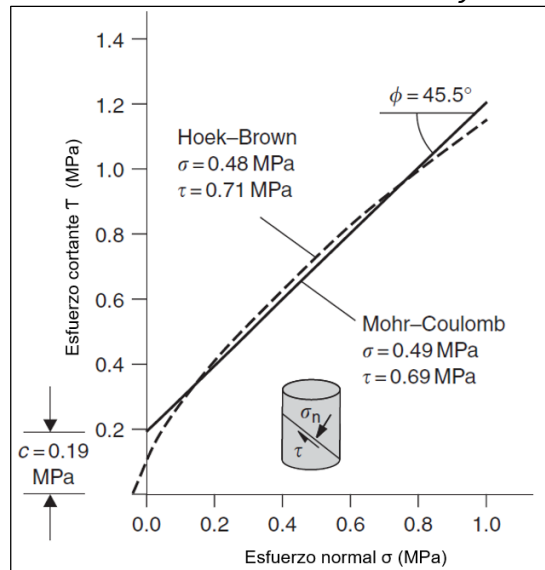
Equivalencia entre ecuación de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb



Nota: Relación entre esfuerzos principales mayores y menores para la equivalencia entre los criterios de falla de Hoek y Brown y Mohr-Coulomb, la equivalencia solo se establece para el rango $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3\text{ máx}}$. Tomado de Wyllie y Mah (2004).

Figura 29

Ejemplo de equivalencia entre envolventes de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown



Nota: Mejor línea de equivalencia entre envolventes de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, se muestra la cohesión y ángulo de fricción para altura de talud 20 m. Parámetros de macizo rocoso: $\sigma_c = 30$ MPa, $GSI = 50$, $m_i = 10$, $D = 0.7$, $H = 20$ m, $\gamma = 26$ KN/m³. Tomado de Wyllie y Mah (2004).

2.1.2.4 Resistencia direccional del macizo rocoso. Read y Stacey (2009)

mencionan que los modelos de resistencia de Hoek y Brown y de Mohr-Coulomb comprenden la idea de macizos rocosos isotrópicos como piezas de roca intacta separada por juntas espaciadas cerradas. Es posible definir la resistencia al corte direccional para un macizo rocoso fracturado mediante las siguientes consideraciones:

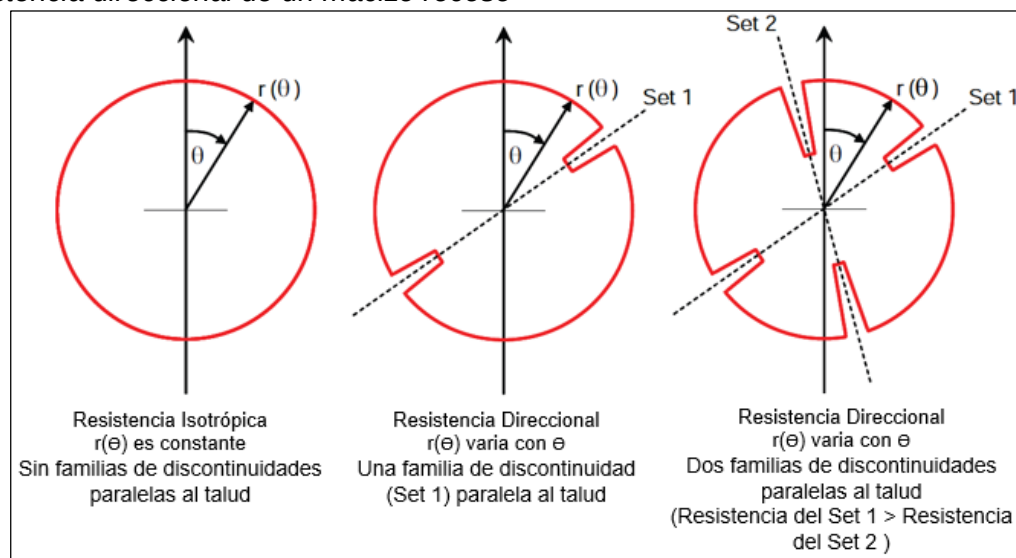
- Definir la resistencia al corte del macizo rocoso isotrópico mediante el uso del criterio de Hoek-Brown Generalizado, esta resistencia será la misma en un rango de direcciones definido por una roseta, tal como se muestra en la Figura 30.

- Si no existe un conjunto de discontinuidades paralelas al talud, entonces la resistencia al corte de la masa rocosa se considera isotrópica y corresponderá a la resistencia definida en “a”.

- Si existe uno o más conjuntos de discontinuidades paralelas al talud, la resistencia al corte de la masa rocosa no puede ser asumida isotrópica, debido a que la masa rocosa es más débil en la dirección de esas discontinuidades. La resistencia al corte de todo el macizo rocoso puede ser definido como una función polar en forma de mariposa, tal como se muestra en la Figura 30.

Figura 30

Resistencia direccional de un macizo rocoso

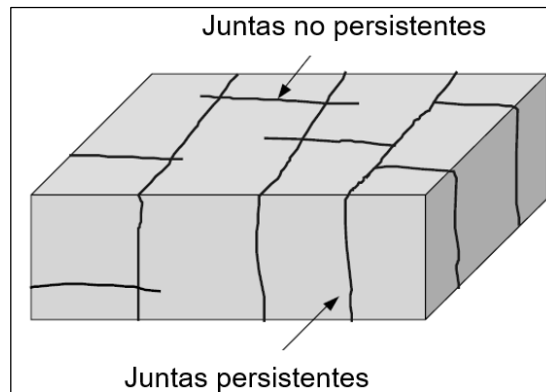


Nota: Efectos de un conjunto de discontinuidades paralelas al talud en la resistencia al corte del macizo rocoso. Tomado de Read y Stacey (2009).

Las discontinuidades pueden ser clasificadas en persistentes y no persistentes, tal como se muestra en la Figura 31.

Figura 31

Persistencia de juntas



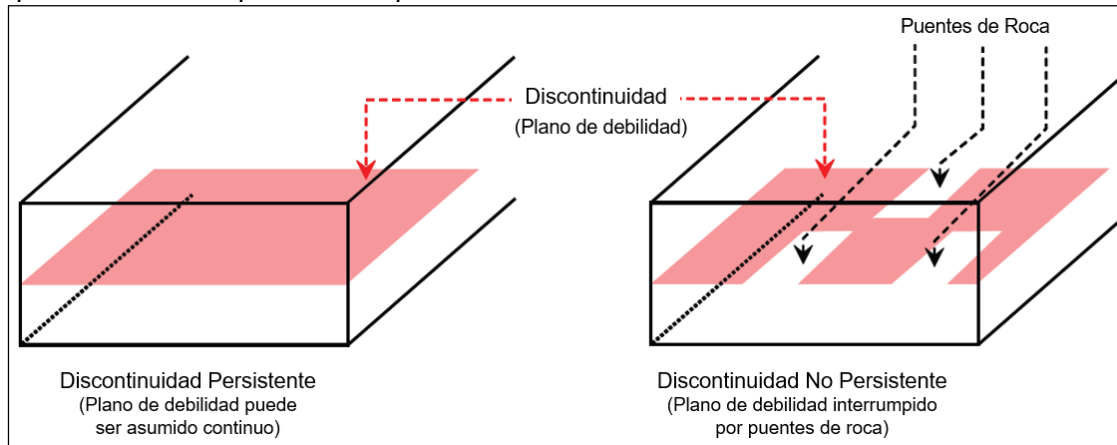
Nota: Tomado de Kim et al. (2007).

Si las discontinuidades son persistentes y pueden ser asumidas como continuas a lo largo de todo el talud, entonces la resistencia al corte de las discontinuidades estará dada por los resultados del ensayo de corte directo entregadas por laboratorio.

Si las discontinuidades no son persistentes y son interrumpidas por puentes de roca (ver Figura 32), su resistencia al corte se incrementará considerablemente, y la resistencia al corte de las discontinuidades o familia de discontinuidades será igual a una “resistencia al corte equivalente”, definida por el ángulo de fricción y cohesión equivalente, obtenidos a partir de las ecuaciones 19 y 20. Se observa que la resistencia al corte equivalente depende del factor de persistencia “ k ”. Por otro lado, existirá el escenario donde una superficie de falla en el macizo rocoso pase a través de la familia de discontinuidades (ver Figura 33), la resistencia al corte de dicha superficie de falla será igual a la resistencia al corte equivalente.

Figura 32

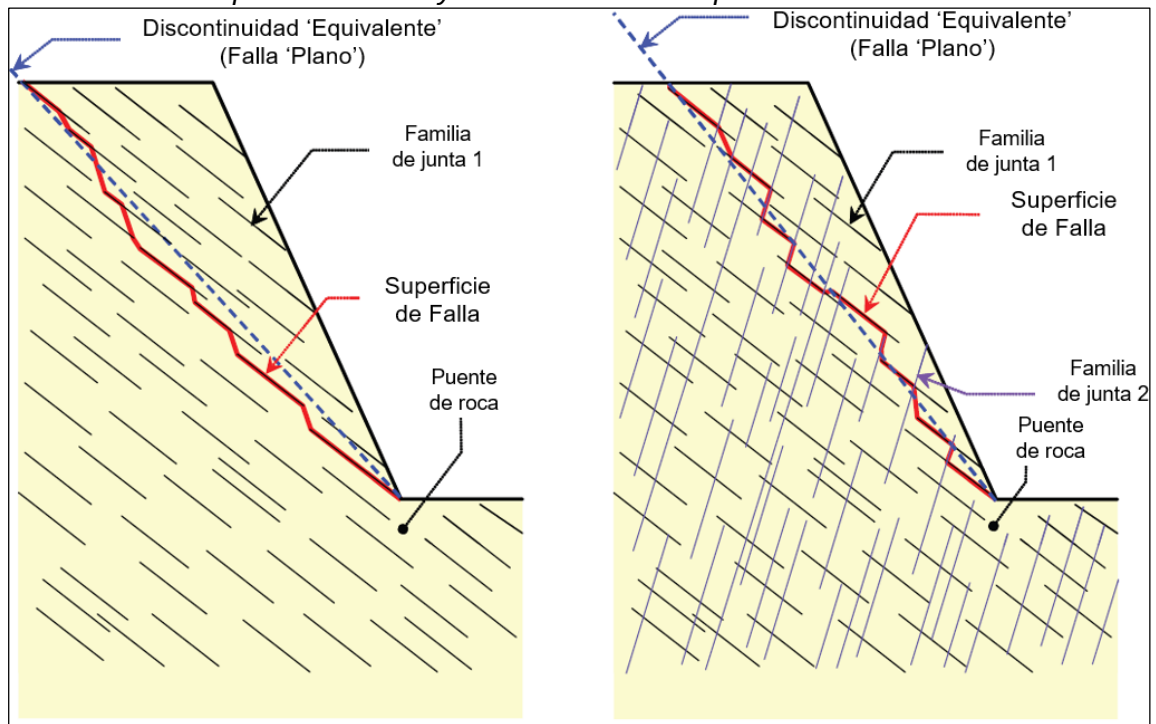
Representación simplificada de puente de roca en una discontinuidad



Nota: Tomado de Read y Stacey (2009).

Figura 33

Recorrido de la superficie de falla y discontinuidades equivalentes



Nota: Discontinuidades equivalentes para taludes conteniendo una (figura izquierda) y dos familias de discontinuidades (figura derecha) no persistentes. Tomado de Read y Stacey (2009).

$$c_{eq} = (1 - k)c + kc_j \quad (3)$$

$$\tan(\phi_{eq}) = (1 - k)\tan(\phi) + k\tan(\phi_j) \quad (4)$$

Donde c_{eq} y ϕ_{eq} son la cohesión y el ángulo de fricción de la discontinuidad equivalente respectivamente, c y ϕ son la cohesión y ángulo de fricción de los puentes de

roca, c_j y ϕ_j son la cohesión y ángulo de fricción las discontinuidades contenidas en la masa rocosa (juntas, diaclasas, fallas menores, cizallas), k es el factor de la persistencia de la roca; cuando exista puentes de roca el factor “ k ” será menor que 1 (ver Figura 34) y será igual a 1 cuando la discontinuidad sea completamente persistente, según la ecuación 21.

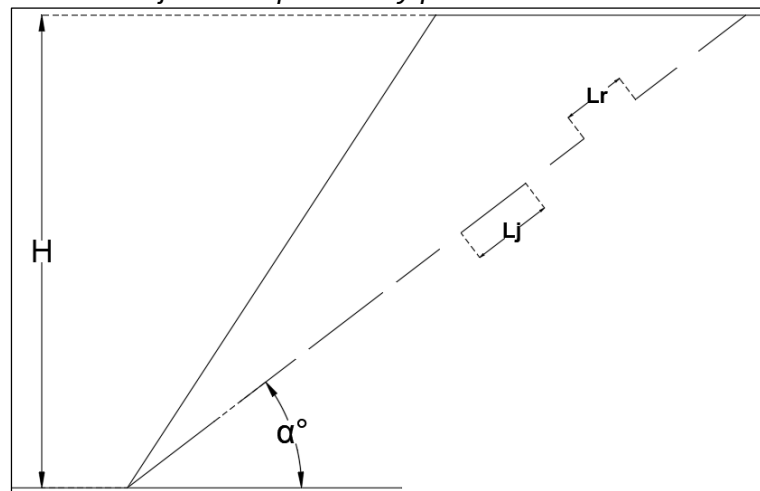
$$k = \frac{\sum l_j}{\sum l_j + \sum l_r} \quad (21)$$

Donde:

- l_j y l_r son las longitudes de las discontinuidades y puentes de roca respectivamente

Figura 34

Superficie de falla a través de juntas coplanares y puentes de roca

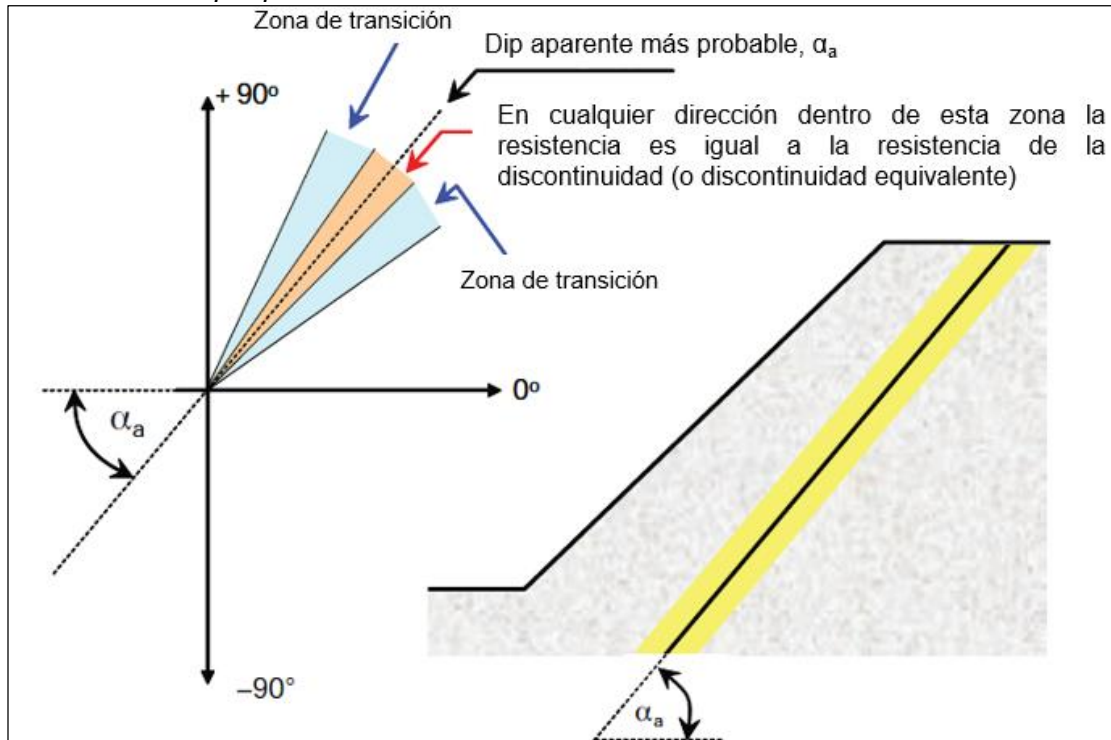


Nota: Talud de altura “ H ” con una discontinuidad con buzamiento aparente “ α° ”, longitud de puente de roca “ L_r ” y longitud de discontinuidad “ L_j ”. Tomado de Read y Stacey (2009).

La función polar mostrada en la Figura 30 indica que la resistencia del macizo rocoso es diferente para ciertos rangos de ángulos, por ejemplo, si la superficie de falla pasa a través del rango de ángulo $30^\circ \pm x^\circ$ (e.g. $30^\circ \pm 3^\circ$, $30^\circ \pm 5^\circ$ o $30^\circ \pm 10^\circ$), entonces la resistencia de la superficie es igual a la resistencia equivalente (definida por los parámetros c_{eq} y ϕ_{eq}), mientras que sí la superficie pasa por fuera de este rango de ángulos entonces la resistencia quedará definida por la función de resistencia de Hoek-Brown Generalizado (ver Figura 35).

Figura 35

Roseta de anisotropía para una familia de discontinuidad



Nota: Una familia de juntas, fallas o estratificación, definirá un rango de buzamiento donde la resistencia será igual a la resistencia de la discontinuidad o de una discontinuidad equivalente, además se genera una zona de transición entre la zona de la discontinuidad y el macizo rocoso puro. Tomado de Read y Stacey (2009).

2.1.3 Estabilidad de taludes

Wyllie y Mah (2004) determinan que la estabilidad de taludes rocosos se puede determinar bajo cuatro distintos conceptos:

- Factor de Seguridad (FS):

Estabilidad cuantificada por equilibrio límite del talud, el talud es estable cuando el factor de seguridad es mayor que 1.

- Deformación:

Estabilidad definida por el conjunto de deformaciones que comprometen la seguridad operacional de un talud, bajo este criterio se maneja el concepto de desplazamientos máximos permisibles.

- Probabilidad de falla (PoF):

Estabilidad cuantificada por la distribución de probabilidad de diferencias entre fuerzas resistentes y las fuerzas desplazantes.

- Factor de diseño de carga y resistencia:

Estabilidad definida cuando la resistencia factorizada es mayor o igual a la suma de las cargas factorizadas.

Sanhueza y Rodríguez (2013) mencionan que los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Para el análisis de estabilidad se utilizan métodos de cálculo que pueden ser subdivididos tal como se muestra en la Figura 36, principalmente se subdividen en métodos determinísticos (métodos de equilibrio límite y tenso-deformacionales) y en métodos probabilísticos.

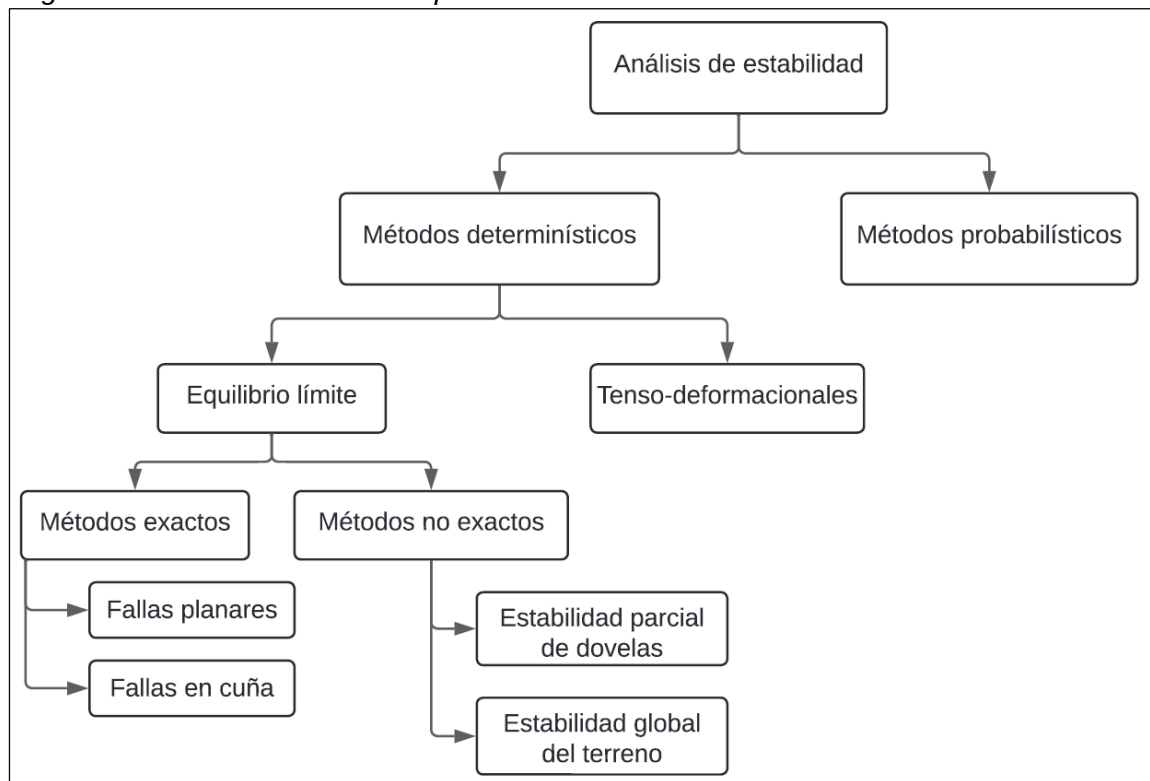
Los métodos de equilibrio límite son los métodos más utilizados, ya que analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consiste en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas de resistencia que se oponen al movimiento a lo largo de una determinada superficie de rotura, además estos métodos asumen condiciones de estado límite de rotura. Existe una subdivisión para los métodos de equilibrio límite en función de la exactitud de los resultados, grupo de los métodos exactos y el grupo de los no exactos.

En los métodos exactos, las leyes de la estática entregan una solución exacta dada la geometría sencilla que tiene la masa de suelo que falla, por lo que allí se encuadran los cálculos realizados para roturas del tipo plano y por cuñas.

En los métodos no exactos, las soluciones de la estática no son suficientes y el problema se vuelve hiperestático, debiendo recurrir entonces a una hipótesis inicial o a alguna simplificación para resolverlo. Dentro de los métodos no exactos se encuentran aquellos que consideran completa la masa de suelo que desliza, como un todo, y son conocidos como métodos de estabilidad global de la masa de terreno; y, aquellos que dividen la masa deslizante en fracciones más pequeñas para simplificar el análisis, este último método se denominan métodos de las dovelas.

Figura 36

Diagrama de métodos de cálculo para los análisis de estabilidad

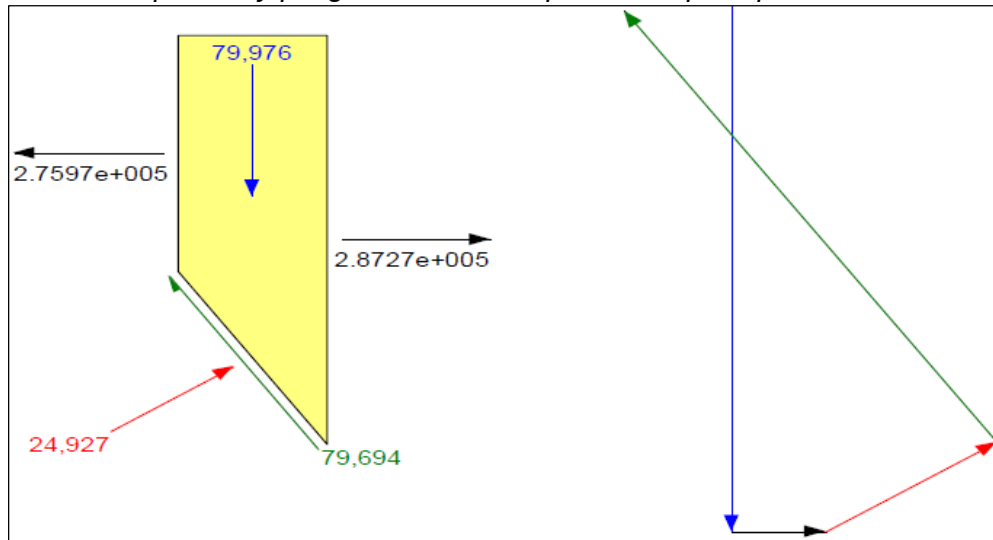


Nota: Elaboración propia.

El método de las dovelas (estabilidad parcial de dovelas) es el método más utilizado en el análisis de estabilidad por equilibrio límite, y se clasifica en métodos precisos (Morgenstern y Price, Spencer, Janbú Generalizado y Bishop Riguroso) y en métodos aproximados (Janbú, Fellenius y Bishop Simplificado). En la Figura 37 y en la Figura 38 se muestran los diagramas de cuerpo libre de dos de los principales métodos de búsqueda utilizados en los análisis por equilibrio límite. En la Figura 37 se muestra el diagrama de cuerpo libre y el polígono de fuerzas del método de Bishop Simplificado (método aproximado), donde no existen las fuerzas de corte entre dovelas. Este método es recomendado para superficies de fallas circulares ya que la masa deslizante puede rotar sin ningún deslizamiento entre las dovelas.

Figura 37

Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas para Bishop simplificado

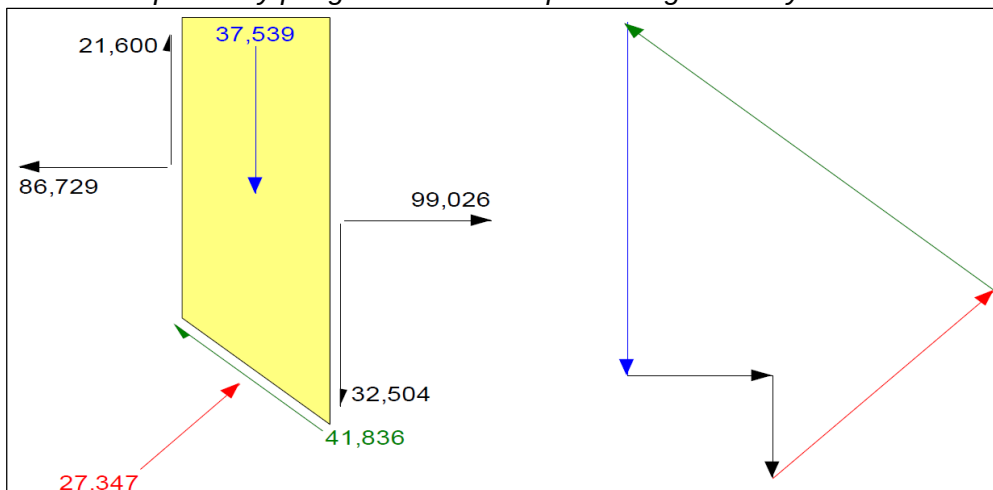


Nota: Tomado de Sangeeta y Maheshwari (2016).

La Figura 38 muestra el diagrama de cuerpo libre y el polígono de fuerzas del método de Morgenstern-Price (método preciso) donde existe un buen cierre del polígono de fuerzas ya que consideran fuerzas normales y de corte entre dovelas. Es un método recomendado para cualquier forma de superficie de falla, ver Tabla 6.

Figura 38

Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas para Morgenstern y Price



Nota: Tomado de Sangeeta y Maheshwari (2016).

Sangeeta y Maheshwari (2016) realizan una comparación entre los métodos de análisis de equilibrio límite y resumen sus características en la Tabla 6. Tal como se indica, todos los métodos de equilibrio límite difieren únicamente en cómo son determinadas o asumidas las fuerzas normales y de corte entre dovelas. Se puede deducir que el método

más riguroso es el método de Morgenstern y Price por considerar equilibrio de fuerzas y momentos existentes entre dovelas.

Tabla 6

Métodos de análisis de estabilidad por equilibrio límite y aplicabilidad

Método	Condición de equilibrio satisfecho	Forma de superficie deslizada	Uso
Bishop Simplificado	Equilibrio de fuerzas vertical y equilibrio de momento	Circular	Aplicable a taludes no homogéneos y suelos donde la superficie pueda ser aproximada por un círculo, es más preciso que el método ordinario (Fellenius), especialmente utilizado para análisis con altas presiones de poros.
Janbú Simplificado	Equilibrio de fuerza horizontal y vertical,	Cualquier forma	Aplicable a superficies de falla no circulares, así como para superficies largas planares y superficiales, que no son paralelas a la superficie de terreno.
Janbú GPS	Todas las condiciones de equilibrio	Cualquier forma	Aplicable a cualquier forma de superficie de falla y también en análisis rigurosos.
Morgenstern-Price	Todas las condiciones de equilibrio	Cualquier forma	Procedimiento preciso aplicable virtualmente a todas las geometrías de talud y perfiles de suelos. Riguroso, bien establecido y satisface completamente equilibrio de fuerzas y momentos

Nota: Resumen de los métodos de equilibrio límite, condición de equilibrio satisfecha, forma de superficie deslizada y la aplicabilidad de cada método. Modificado de Sanhueza y Rodríguez (2013).

Por otro lado, los factores de seguridad que son hallados mediante equilibrio límite se comparan con factores de seguridad mínimos aceptables y que varían de acuerdo con la normativa legal de cada país, la norma peruana CE.020 establece que el mínimo factor de seguridad para garantizar la estabilidad de un talud es igual a 1.50 para soluciones estáticas y 1.25 para soluciones sísmicas (ver Tabla 7). El coeficiente sísmico de carga horizontal “kh” que se utiliza para la evaluación de soluciones sísmicas, corresponderá a un sismo con periodo de retorno de 475 años.

Tabla 7*Normativa CE.020*

Normativa	Talud temporal		Talud permanente	
	Estática	Sísmica	Estática	Sísmica
AASHTO LRFD	1.33 - 1.53	1.1	1.33 - 1.53	1.1
NAVFAC-DM7	1.3 - 1.25	1.15 - 1.2	1.5	1.15 - 1.25
FHWA-NHI-11-032	-	1.1	-	1.1
CE.020	-	-	1.5	1.25

Nota: Tomado de Valiente et al. (2015).

1.2 Marco conceptual

En el contexto de este trabajo se hace uso de una serie de términos técnicos que requieren una definición precisa y detallada para poder comprender el significado exacto.

- Back analysis: metodología utilizada para determinar las condiciones exactas que provocaron un evento determinado. En la geotecnia se utiliza para determinar las propiedades de resistencia de un macizo rocoso en el instante del proceso de rotura o deslizamiento (González de Vallejo, 2002).
- Cohesión: es la fuerza interna de unión entre las partículas minerales que conforman la roca y es independiente del esfuerzo normal (González de Vallejo, 2002).
- Ángulo de fricción: es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca y es una medida de resistencia al deslizamiento entre las partículas de suelo o roca (González de Vallejo, 2002),
- Anisotropía: refiere a que la propiedad de un material varía en función de la dirección en la que es medida (González de Vallejo, 2002).
- Nivel freático: refiere al nivel de agua subterránea cuya presión es igual a la presión atmosférica, además se le relaciona como el nivel que separa la zona saturada de la zona no saturada (González de Vallejo, 2002).
- Coeficiente sísmico: coeficiente adimensional que representa una fracción de la aceleración sísmica máxima esperada en la cimentación evaluada (suelo o roca), normalmente en la industria minera el coeficiente sísmico equivale al 50 % del valor

de aceleración máxima registrado en un acelerograma. Los análisis pseudo estáticos se calculan con los coeficientes sísmicos horizontales y se desprecian las cargas sísmicas verticales (Newmark, 1965).

- Fotogrametría: técnica que consiste en obtener información geométrica y métrica sobre objetos y su entorno a partir de fotografías, generalmente utilizando principios de óptica y geometría. Se aplica en áreas como cartografía, topografía, geología, arqueología, y modelado 3D (Mikhail et al., 2001).
- Permeabilidad: propiedad intrínseca de una roca o sedimento y mide la facilidad con que el agua circula a través de los espacios porosos del medio por donde se desplaza, además depende de la porosidad efectiva y distribución del tamaño de los granos minerales y poros (Maliva, 2016).

Capítulo III. Desarrollo del trabajo de investigación

3.1 Geología

El área de estudio se encuentra ubicado regionalmente en la hoja 2 del cuadrángulo 20i (cuadrángulo de Recuay). La Figura 39 y la Figura 40 muestran la geología regional y columna estratigráfica del área de estudio respectivamente.

En el área de estudio afloran principalmente rocas sedimentarias del Grupo Goyllarisquizga, correspondiente al Cretácico inferior. El grupo está conformado por las Formaciones Oyón, Chimú, Santa, Carhuaz y Farrat. Además, se reconocen depósitos cuaternarios predominantemente coluviales-deluviales, que se disponen al pie de las laderas como resultado de procesos gravitacionales en conjunto con las aguas de escorrentía.

La tectónica en la región desarrolló anticlinales, sinclinales y fallas inversas, generalmente de rumbo noroeste sureste.

3.1.1 Geomorfología

Las pendientes del terreno en toda la región de Chavín de Huantar son un aspecto importante en la generación de movimientos de masa, la Figura 42 muestra que las pendientes de la localidad se encuentran entre 45° a 85° y son principalmente el resultado de la disposición de las rocas sedimentarias en geoformas tipo anticlinales y sinclinales.

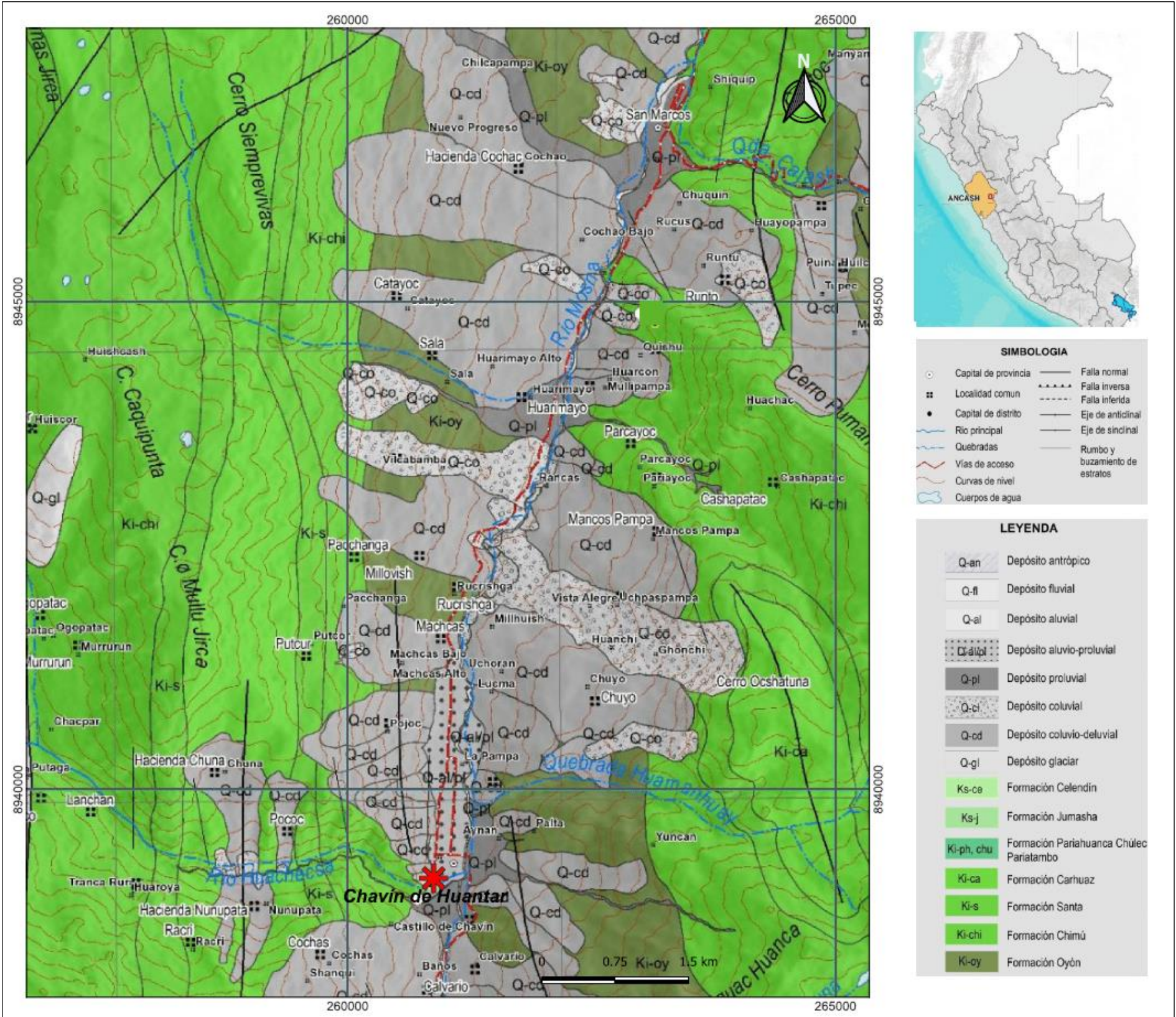
El Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET, 2023) en su informe técnico N° A7361, subdivide el sector del cerro Cruz de Shallapa y la zona urbana de Chavín de Huantar en cinco unidades geomorfológicas (ver Figura 43):

a) Vertiente con depósitos de deslizamiento (V-dd)

Refiere a la unidad geomorfológica resultado de procesos de movimientos en masa, actuales o prehistóricos y pueden ser del tipo: deslizamientos, avalancha de rocas o del tipo complejo.

Figura 39

Mapa geológico del área de Chavín de Huantar



Nota: Modificado de INGEMMET (2023).

Figura 40

Columna estratigráfica del cuadrángulo de Recuay

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS	ROCAS IGNEAS
C E N O Z O I C A	CUATERNARIO		Depósito Aluvial	Qh-al
			Depósito Glaciofluvial	Qh-gf
			Depósitos Morrénicos	Q-mo
				Q-mo1
				Q-mo2
	NEOGENO		GRUPO CALPUY	Intrusivos Neógenos
M E Z O Z O I C A	CRETACEO	SUPERIOR	superior	PN-ca_s
			medio	PN-ca_m
			inferior	PN-ca_i
		INFERIOR	Formación Celendín	Ks-ce
			Formación Jumasha	Ks-ju
			Formación Pariatambo	Ki-pt
			Formación Pariahuanca	Ki-ph
			Formación Carhuaz	Ki-ca
			Formación Santa	Ki-sa
			Formación Chilmú	Ki-chi
			Formación Oyón	Ki-oy
	JURASICO	SUPERIOR	Formación Chicama	Js-chi

Nota: Tomado de Cobbing et al. (1996).

- Vertiente coluvial (V-co)

Depósitos no consolidados, resultado de la acumulación de material caído desde las partes altas por procesos gravitacionales. Las vertientes coluviales se encuentran usualmente al pie de las laderas.

- Montañas en rocas sedimentarias (RME-rs)

Se asocia principalmente a litología sedimentaria, mayormente areniscas cuarzosas intercaladas con limoarcillitas negras de las formaciones Oyón y Chimú. Esta unidad geomorfológica se encuentra fuertemente plegada, formando anticlinales y sinclinales con buzamiento de hasta 85° y favoreciendo la ocurrencia de deslizamientos.

- Piedemonte aluvio-torrencial (P-at)

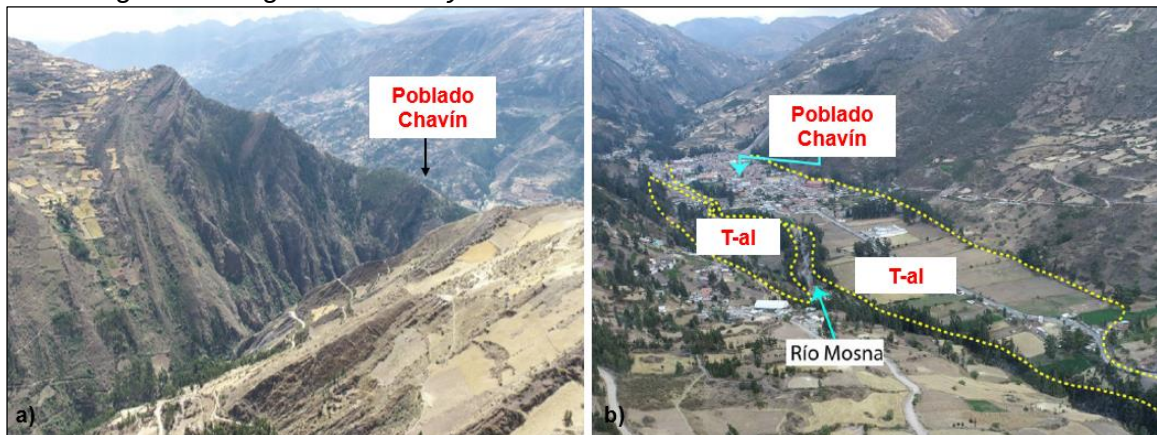
Se presenta en forma de abanico, en la desembocadura de la quebrada Huachesca, y ocurre como resultado de la acumulación del material transportado a manera de flujos por aluviones históricos a lo largo de esta quebrada, su pendiente es menor a 5°.

- Terraza aluvial (T-al)

Refiere a depósitos compactados y consolidados con baja pendiente, están conformados por materiales provenientes de los ríos Huachesca y Mosna. Actualmente, la población de Chavín de Huantar se encuentra sobre esta unidad geomorfológica.

Figura 41

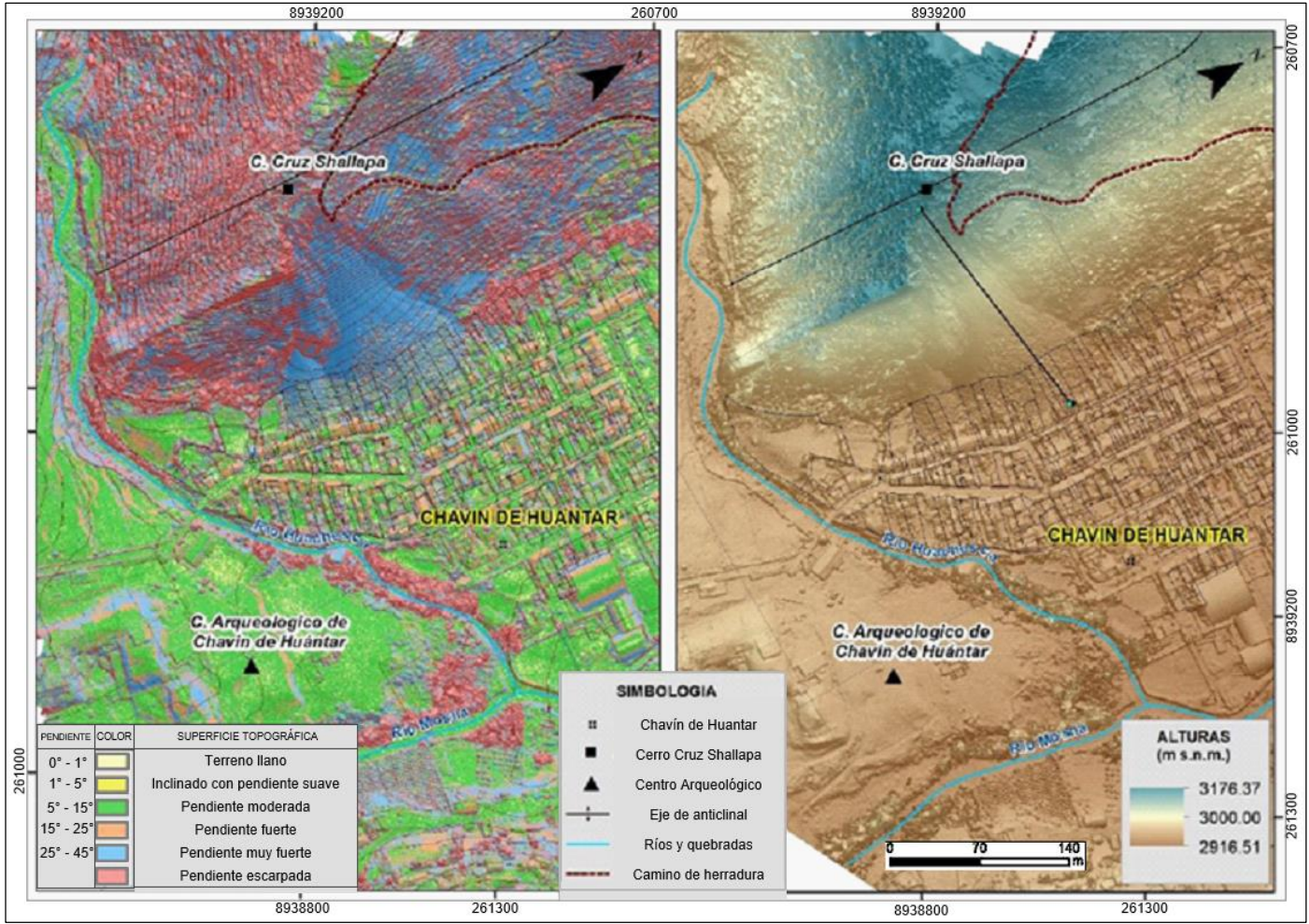
Unidades geomorfológicas RME-rs y T-al



Nota: a) Imagen mirando al noreste de la unidad geomorfológica RME-rs b) Imagen mirando al sur de la terraza aluvial (T-al) en el poblado de Chavín de Huantar. Tomado de INGEMMET (2023).

Figura 42

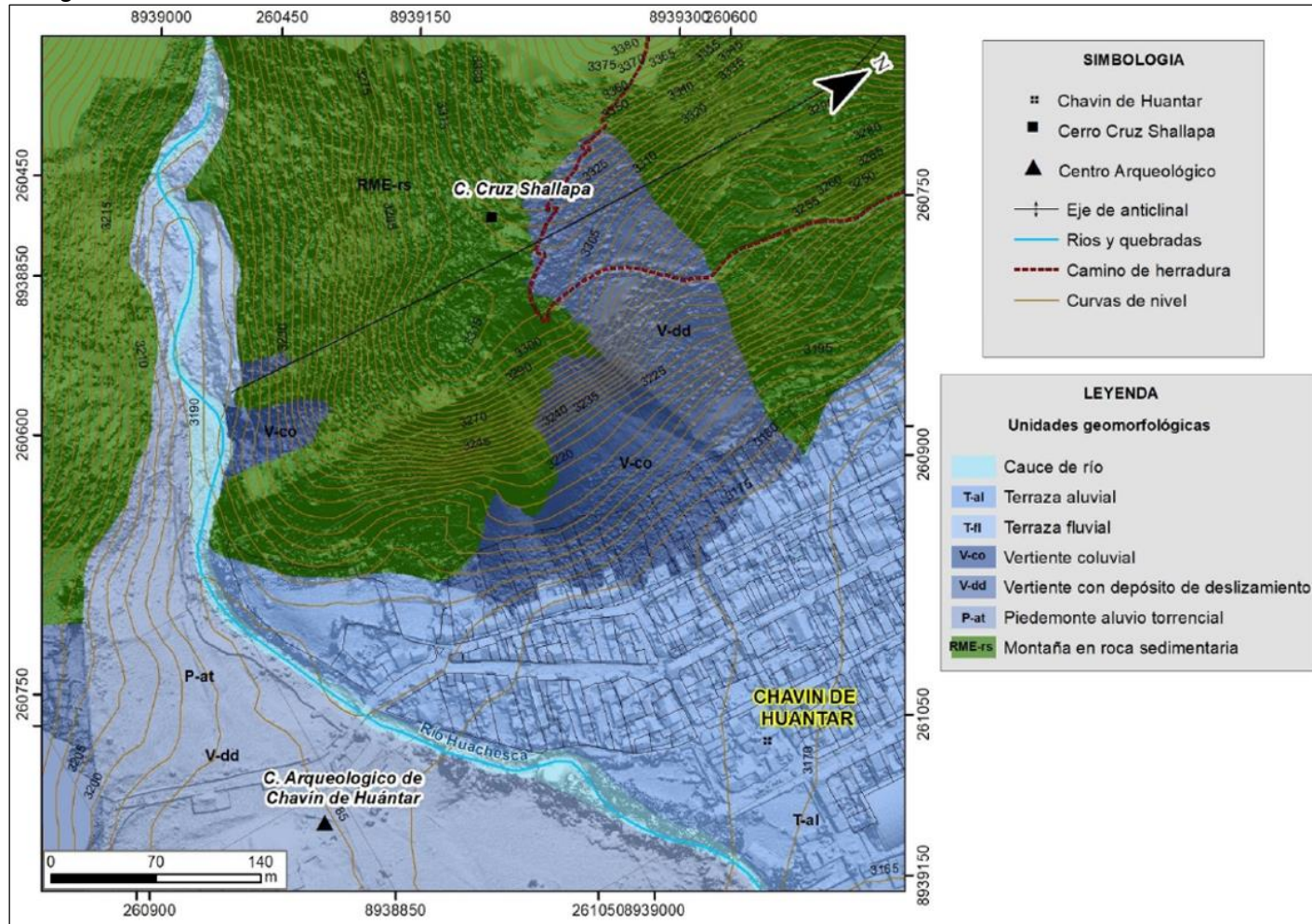
Mapa de pendientes y elevaciones del distrito de Chavín de Huantar



Nota: En el mapa también se representa el eje de anticlinal. Tomado de INGEMMET (2022).

Figura 43

Unidades geomorfológicas del área evaluada



Nota: Tomado de INGEMMET (2022).

3.1.2 Hidrología

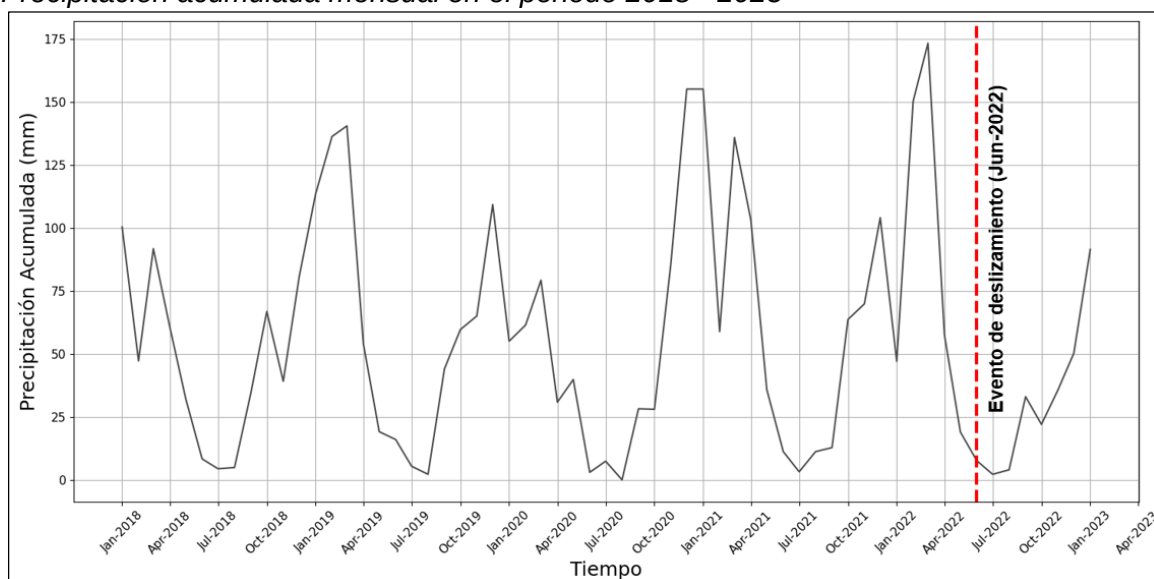
En la localidad de Chavín de Huantar existe una estación meteorológica automática que registra cada hora la precipitación existente en la localidad, la estación tiene codificación “4725A10C” y es administrada por SENAMHI.

Se realizó el estudio de los datos de precipitación para el periodo 2018 - 2022 con el objetivo de reconocer el aporte de las precipitaciones acumuladas mensuales en el cerro Cruz de Shallapa.

La Figura 44 muestra que en el año 2022 se produjeron las máximas acumulaciones de precipitación, con un incremento anual del 20 % en la precipitación acumulada desde el año 2020 hasta el año 2022. A partir de lo mostrado en la Figura 44 se podría indicar también que el agua que infiltró en el terreno en el año 2022 alteró el macizo rocoso en mayor intensidad que en años anteriores y probablemente en mayor magnitud a través de sus zonas de debilidad estructural. No es posible brindar conclusiones más detalladas debido a que no se cuenta con estudios de monitoreo de los niveles de agua en profundidad.

Figura 44

Precipitación acumulada mensual en el periodo 2018 - 2023



Nota: Elaboración propia.

3.1.3 Geología estructural

Las Formaciones Chimú y Oyón forman anticlinales y sinclinales con rumbo norte-sur (ver Figura 42) y con superficie axial parcialmente erosionada (ver Figura 45). El área de estudio se encuentra exactamente sobre el flanco derecho del anticlinal mostrado y presenta estratos con buzamiento promedio de 72° al sureste. La terminología usada para describir las partes del pliegue fue tomada de Fossen (2016) y se presenta en la Figura 46.

Figura 45

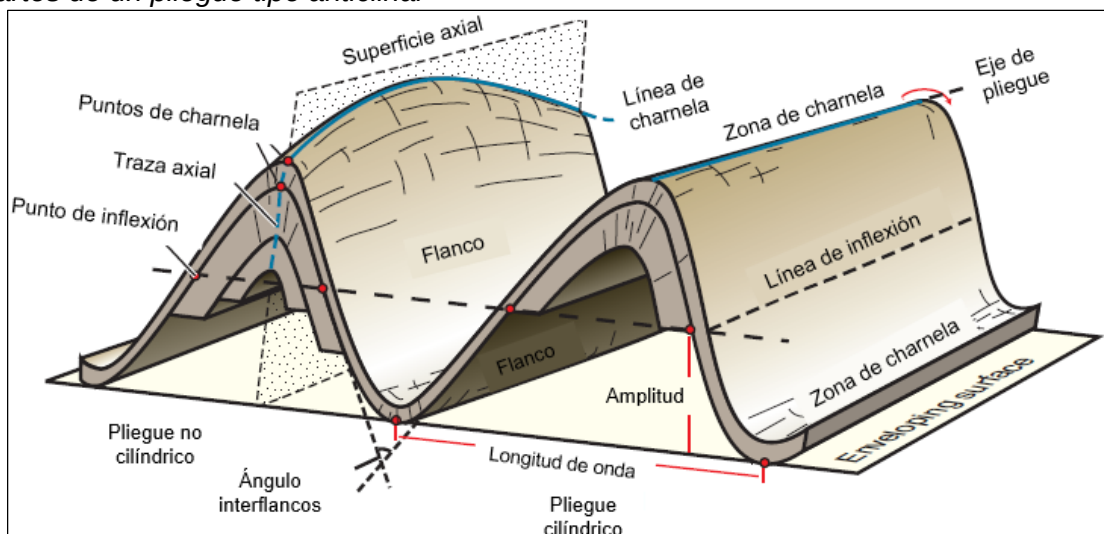
Bosquejo del anticlinal del cerro Cruz de Shallapa



Nota: Línea de charnela del pliegue anticlinal está erosionada. Tomado de Google Earth (2022).

Figura 46

Partes de un pliegue tipo anticlinal



Nota: Tomado de Fossen (2016).

3.1.4 Estratigrafía

El Gobierno Regional de Ancash (GRA, 2022) realizó el informe de evaluación de riesgo por deslizamiento del cerro Cruz de Shallapa, donde se describió la estratigrafía del área de deslizamiento con las principales formaciones geológicas (Oyón y Chimú) pertenecientes al Cretácico Inferior.

3.1.4.1 Formación Oyón. Conformada por areniscas cuarzosas blanquecinas de grano medio a grueso, con intercalaciones de limoarcillitas negras y grises, presentan espesores variables entre 100 m a 400 m y afloran principalmente en la zona de estudio y en la margen derecha del río Huachesca.

En la región de estudio se observó intercalaciones con lutitas negras con potencias de 1.2 m. Por otro lado, el afloramiento rocoso presenta moderada meteorización y familias de discontinuidades que generan bloques entre 0.2 m y 0.5 m en la zona de derrumbe; en la zona superior al derrumbe se generan bloques de hasta 1.5 m. En la Figura 47 se presenta los estratos de areniscas cuarzosas intercaladas con lutitas bituminosas pertenecientes a la Formación Oyón.

Figura 47

Areniscas intercaladas con lutitas negras de la Formación Oyón



Nota: Tomado de INGEMMET (2022).

3.1.4.2 Formación Chimú. Esta formación aflora en las partes elevadas del cerro Cruz de Shallapa y suprayace a las areniscas de la Formación Oyón, está conformada por areniscas cuarzosas blancas de grano fino a medio, mayormente en capas de espesor variable entre 1 m y 3 m, depositados en un ambiente deltaico durante el Cretácico Inferior. La secuencia completa de la formación puede variar en espesor, al oeste de Huari el espesor puede alcanzar los 500 m, mientras que hacia el norte se adelgaza y puede variar entre los 200 y 300 m.

En la estratigrafía del cerro Cruz de Shallapa se observan también depósitos de deslizamientos históricos (V-dd), principalmente al norte del actual deslizamiento.

3.2 Evaluación geológica – geotécnica

El distrito de Chavín de Huantar presenta históricamente una alta ocurrencia de deslizamientos y una alta susceptibilidad a estos eventos debido a su geomorfología y litología. La geomorfología está conformada por anticlinales y sinclinales con altos buzamientos, mientras que la litología está conformada por intercalaciones de areniscas con lutitas bituminosas de baja competencia geotécnica, en las lutitas bituminosas se producen mayormente los deslizamientos en la región Recuay.

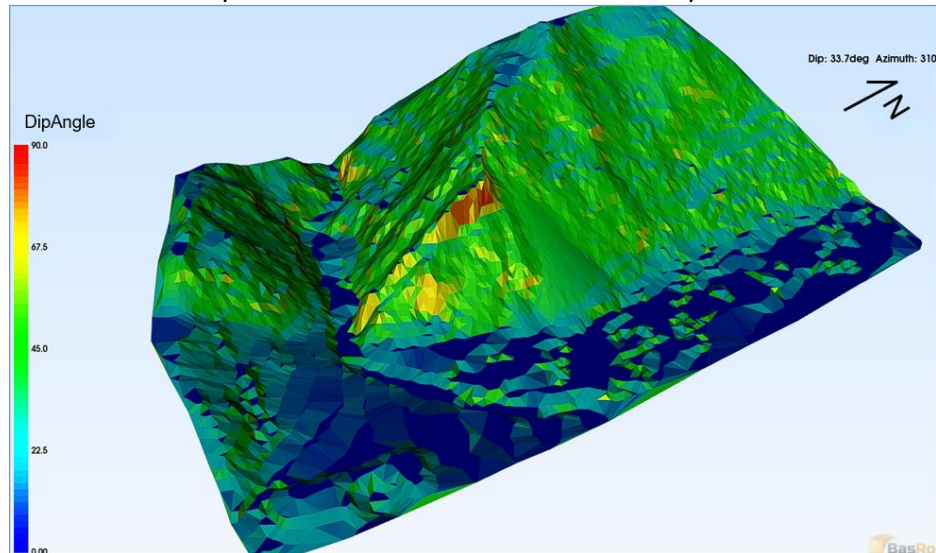
La alta susceptibilidad a los deslizamientos investigados por GRA (2022) y el actual deslizamiento advierte la necesidad de mayor investigación en las áreas de medio a alto riesgo, por lo que se realizó la evaluación geológica-geotécnica del cerro Cruz de Shallapa mediante la caracterización del modelo estructural y del macizo rocoso.

En la Figura 48 se presenta un modelo tridimensional de pendientes elaborado a partir de un modelo digital de elevaciones (ver Figura 49) solicitado a INGEMMET como documento de información pública y de libre acceso. En la Figura 48 se representa las pendientes mediante una rampa de colores y se observa que en el cerro predominan pendientes entre 30° y 45°, representadas por colores en verde, y también pendientes mayores a 70°, representadas por colores en amarillo y rojo, correspondientes a una formación rocosa alineada en dirección norte-sur. Se puede deducir con lo expuesto que

las altas pendientes del área de estudio condicionan negativamente la estabilidad del macizo rocoso y en general del cerro Cruz de Shallapa.

Figura 48

Modelo tridimensional de pendientes del cerro Cruz de Shallapa



Nota: Representación de las pendientes del terreno en rampa de colores desde color azul (0°) a rojo (90°).

Figura 49

Modelo digital de elevaciones del cerro Cruz de Shallapa



Nota: Modelo digital de elevaciones post deslizamiento. Elaboración propia.

Por otro lado, la Figura 50 muestra que el macizo rocoso presenta alteración pervasiva por oxidación cerca al talud, alterando roca y estructura, mientras que entrando

al talud la alteración se presenta solo en discontinuidades y con intensidad moderada a débil.

Figura 50

Alteración por óxidos en el macizo rocoso y discontinuidades



Nota: Elaboración propia.

En la Figura 51 se observa el contacto geológico y la trayectoria de la superficie de falla, atravesando las unidades geológicas arenisca y lutita.

Figura 51

Contacto geológico entre areniscas cuarzosas y lutitas bituminosas

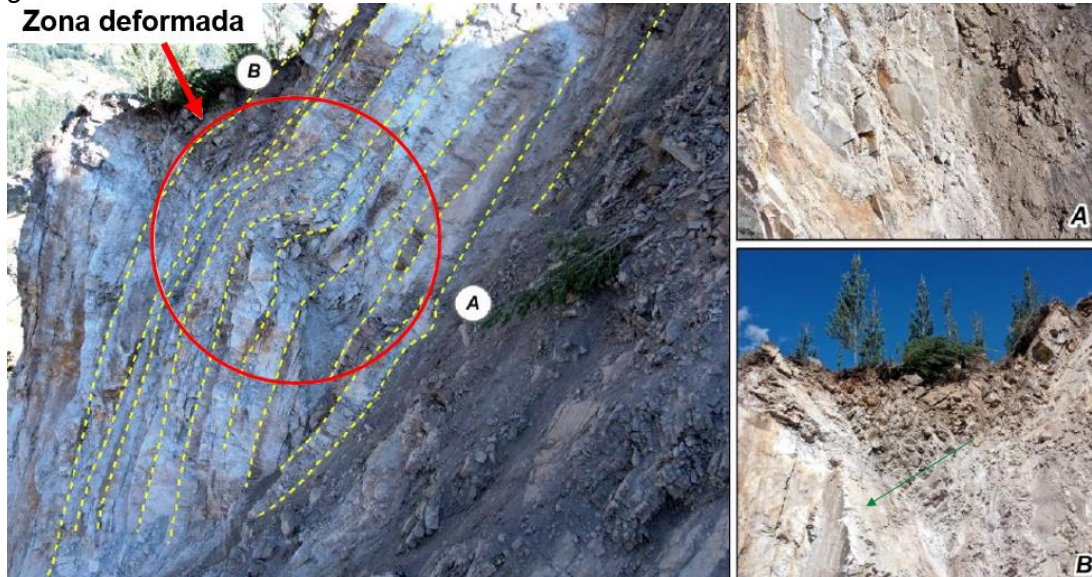


Nota: Se indica la dirección del deslizamiento en sentido oeste-este. Elaboración propia.

La Figura 52 muestra que la arenisca presenta deformaciones locales en la zona de deslizamiento que generaron discontinuidades con buzamiento cercanos al buzamiento del deslizamiento, sin embargo, se desconoce la extensión de estas discontinuidades y si las lutitas también presentan las discontinuidades. Además, se muestra en la Figura 52 (A y B) los planos de liberación del deslizamiento (entrando al talud), los planos de liberación son aquellos planos con resistencia insignificante y que definen los límites laterales de un fallamiento.

Figura 52

Plegamiento local en la estratificación

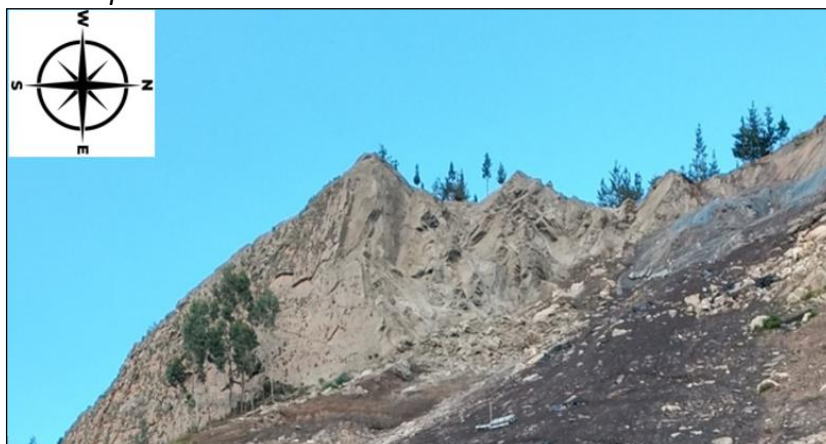


Nota: Tomado de INGEMMET (2022).

Se realizó una visita a la zona de estudio para el reconocimiento litológico y estructural detallado, sin embargo, el acceso al mismo lugar de deslizamiento está restringido con barreras y estacas. El macizo rocoso ha sido trabajado para estabilización mediante el uso de shotcrete y mallas de contención ante caída de rocas, ocultando así la gran mayoría de estructuras geológicas presentes en el deslizamiento, estos trabajos forman parte de las medidas de mitigación gestionados por el gobierno regional.

Figura 53

Cerro Cruz de Shallapa estabilizado mediante el uso shotcrete



Nota: Elaboración propia.

3.2.1 Modelo estructural

INGEMMET (2022) caracterizó la fábrica estructural por medio de las estaciones geomecánicas E-01 y E-02, identificaron un total de cuatro familias de juntas y una familia del tipo estratificación (conformada por intercalaciones de areniscas y lutitas que corresponden a la Formación Oyón) en el afloramiento rocoso.

En la estación geomecánica E-01 (ver Figura 54) las rocas están conformadas por brechas y diques volcánicos, intercaladas con areniscas de tamaño de grano medio a grueso y limolitas de color pardo rojizo. El espaciamiento entre las fracturas varía desde 0.2 m a 0.6 m, la abertura es menor a 1 mm y la persistencia varía desde 1 a 3 m.

Figura 54

Estación geomecánica E-01



Nota: Ubicado en la parte posterior del flanco izquierdo del deslizamiento. Tomado de INGENMET (2022).

En la estación geomecánica E-02 (ver Figura 55) las rocas están conformadas por areniscas cuarzosas. El espaciamiento entre las fracturas varía desde 0.2 m a 0.6 m, la abertura es menor a 1 mm y la persistencia varía desde 1 m a 3 m.

En la Tabla 8 se presenta las familias estructurales identificadas por INGEMMET (2022) a partir del mapeo de once discontinuidades en las estaciones geomecánicas E-01 y E-02.

Tabla 8

Familias de discontinuidades en estaciones E-01 y E-02

Familias estructurales	Buzamiento	Dirección de buzamiento
Familia de discontinuidad 1	55	212
Familia de discontinuidad 2	87	270
Familia de discontinuidad 3	85	110
Familia de discontinuidad 4	65	110
Estratificación	72	130

Nota: Tomado de INGEMMET (2022).

Figura 55

Estación geomecánica E-02



Nota: Ubicado en la parte posterior del flanco derecho del deslizamiento. Tomado de INGEMMET (2022).

Debido a que la cantidad de estructuras mapeadas en terreno por INGEMMET no puede representar estadísticamente la fábrica estructural del macizo rocoso, el tesista consideró añadir más información de los datos estructurales de la zona de estudio

mediante el mapeo de estructuras en campo y mediante el mapeo fotogramétrico en un modelo 3D fotogramétrico, elaborado a partir de fotografías tomadas con dron por INGEMMET en el año 2022.

3.2.1.1 Mapeo de ventanas. En el mapeo de ventanas se identificó principalmente estructuras del tipo estratificación y del tipo juntas; no se encontró fallas geológicas. Las juntas del macizo rocoso son onduladas, de rugosidad media y tienen poco o nulo material de relleno de arcilla y material orgánico. Las estratificaciones son planares, rugosas, de persistencia media a alta y con poco o nulo material de relleno de arcilla. En la Figura 56 se muestran los afloramientos rocosos de estratos de areniscas y lutitas con buzamientos de 66° y 68° respectivamente.

Figura 56

Estratos de areniscas cuarzosas en ambos flancos del deslizamiento



Nota: Estratos rocosos en el flanco derecho e izquierdo del deslizamiento respectivamente. a) estratos de areniscas con buzamiento 66° y dirección de buzamiento de 108° , b) intercalaciones de estratos de areniscas y lutitas con buzamiento 68° y dirección de buzamiento de 115° . Elaboración propia.

No se reconocen muchas estructuras en la misma zona del deslizamiento debido a la poca cantidad de afloramientos rocosos y a la restricción de acceso.

Se actualizó y completó la base de datos de mapeo de ventanas de INGEMMET con los datos del tesista y se definió seis familias estructurales en el estereograma presentado en la Figura 58 y detalladas en la Tabla 9.

Tabla 9

Familias estructurales según el mapeo de ventanas

Tipo de discontinuidad	Concentración	Buzamiento	Dirección de buzamiento
Juntas	Fuerte	67	111
Juntas	Medio	85	026
Juntas	Medio	18	251
Juntas	Medio	30	036
Juntas	Medio	40	202
Juntas	Baja	55	220

Las familias estructurales presentadas en la Tabla 9 se utilizaron para la elaboración de la Tabla 10 que representa el cálculo de la anisotropía del macizo rocoso, conformado por familias de discontinuidades cuya dirección de buzamiento se encuentran dentro una ventana angular de 30° con respecto al azimut del talud estudiado (088°).

Cabe destacar que la anisotropía se construye por sección de análisis y esta sección idealmente tendrá la misma orientación que el azimut del talud de análisis.

Las estructuras a favor del deslizamiento (*“pitward”*) presentan dirección de buzamiento en el rango de 058° a 118° mientras que las estructuras opuestas al deslizamiento (*“indipping”*) presentan dirección de buzamiento desde 238° a 298°. Además, aquellas familias de estructuras que son *“pitward”* o *“indipping”* generan rangos de buzamiento desde un valor mínimo igual al buzamiento de la familia estructural menos 3° hasta un valor máximo igual al buzamiento más 3°.

Tabla 10***Anisotropía del macizo rocoso para la base de datos de mapeo de ventanas***

Tipo de discontinuidad	Concentración	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Orientación al talud	Rango de buzamientos ($\pm 3^\circ$)	
Juntas	Fuerte	67	111	Pitward*	-64	-70
Juntas	Medio	85	026	-	-	-
Juntas	Medio	18	251	Indipping*	15	21
Juntas	Medio	30	036	-	-	-
Juntas	Medio	40	202	-	-	-
Juntas	Baja	55	220	-	-	-

Nota: (*) Terminología “*Pitward*” indica estructura sub paralela a la dirección del azimut del talud (signo negativo), mientras que “*Indipping*” indica estructuras opuestas a la dirección del azimut del talud (signo positivo).

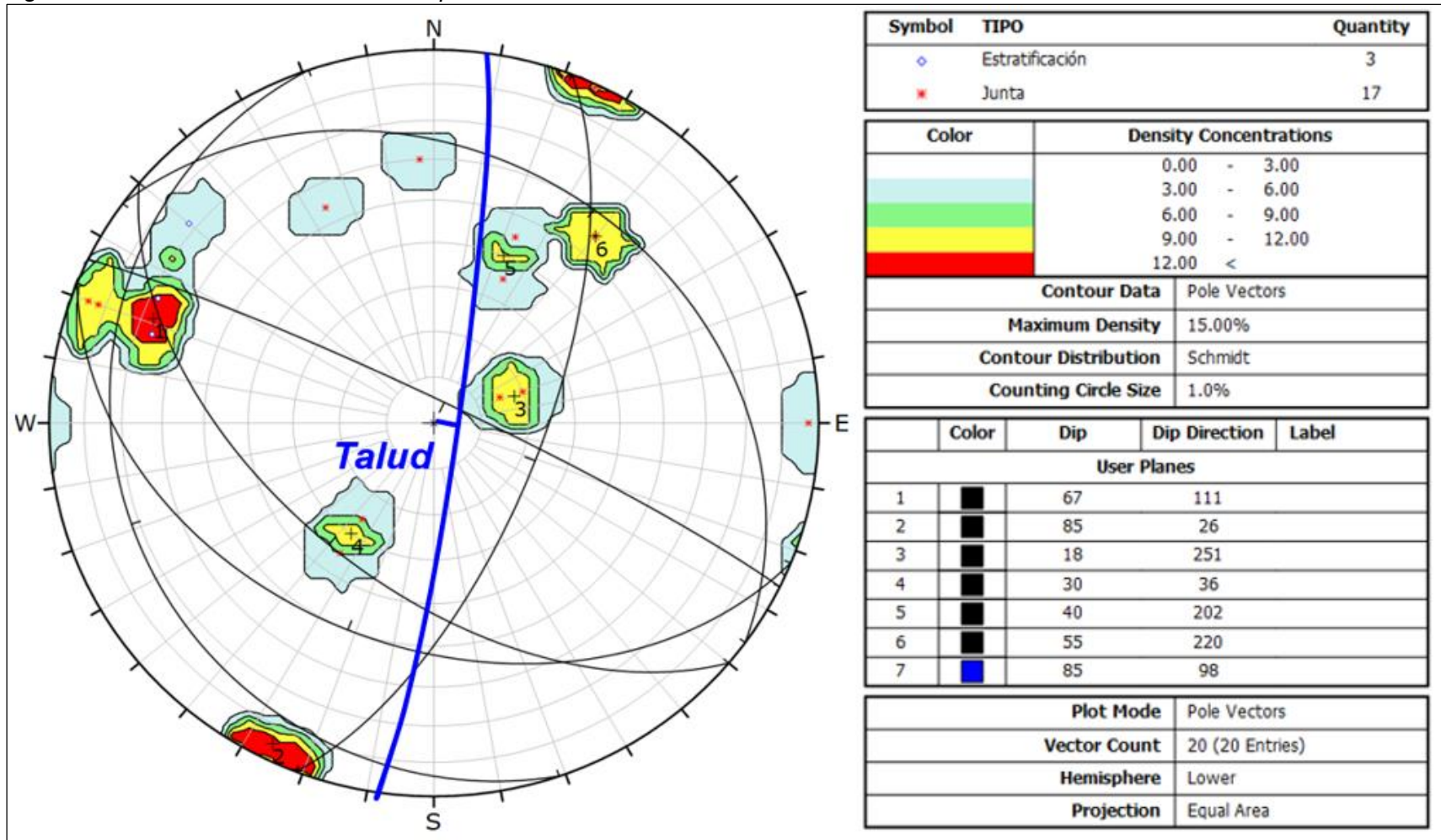
3.2.1.2 Mapeo fotogramétrico. Se construyó el modelo fotogramétrico con el uso del software comercial Agisoft Metashape, con las fotografías de dron solicitadas formalmente a INGEMMET. Es necesario mencionar que el modelo presenta error en los 3 ejes de coordenadas “xyz” debido a que el modelo fue construido sin puntos de control y solo se utilizó la precisión de navegación del dron (error de navegación mayor a 1 m).

Figura 57***Modelo fotogramétrico en 3D construido con software Agisoft Metashape***

Nota: Vista en perspectiva y hacia el talud del deslizamiento. Elaboración propia.

Figura 58

Estereograma de las discontinuidades del mapeo de ventanas

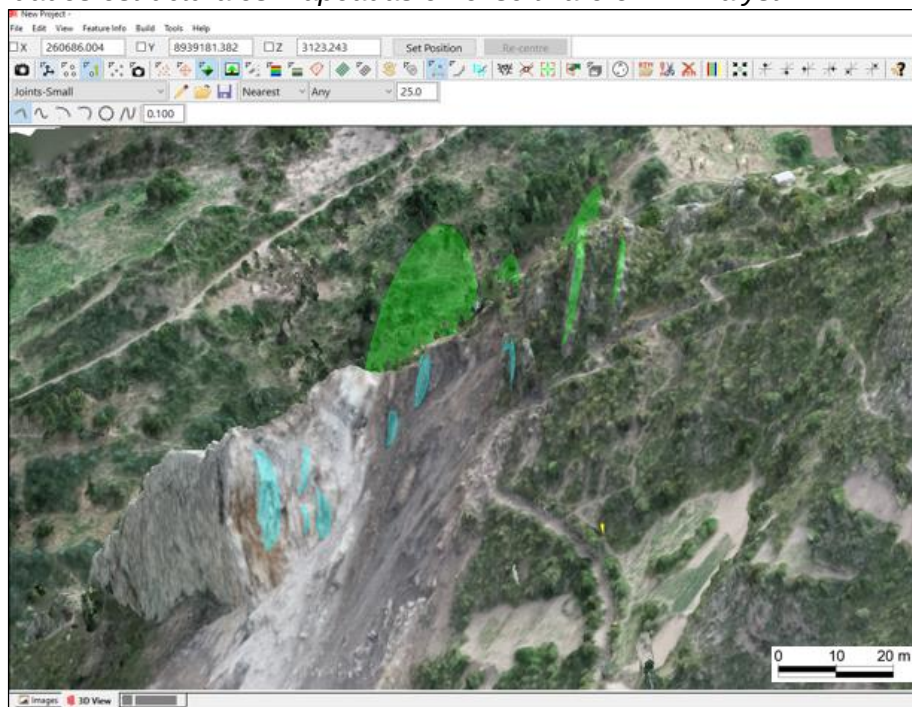


Nota: Identificación de seis familias estructurales en el estereograma. El plano número "7" y de color azul representa la orientación del talud. Elaboración propia.

Se muestra en la Figura 59 el modelo fotogramétrico y las estructuras mapeadas con el software 3DM Analyst.

Figura 59

Discontinuidades estructurales mapeadas en el software 3DM Analyst



Nota: Planos en color verde indican estructuras de planos de estratificación. Planos en color celeste indican estructuras tipo junta. Elaboración propia.

De manera similar al procedimiento empleado para el mapeo de ventanas, se estableció la fábrica estructural de la base de datos de fotogrametría, representada en el estereograma de la Figura 60 y descrita con detalle en la Tabla 11. En el modelo solo se identificaron 2 familias estructurales y ambas de concentración fuerte, no se lograron mapear estructuras en el afloramiento rocoso de la lutita.

Tabla 11

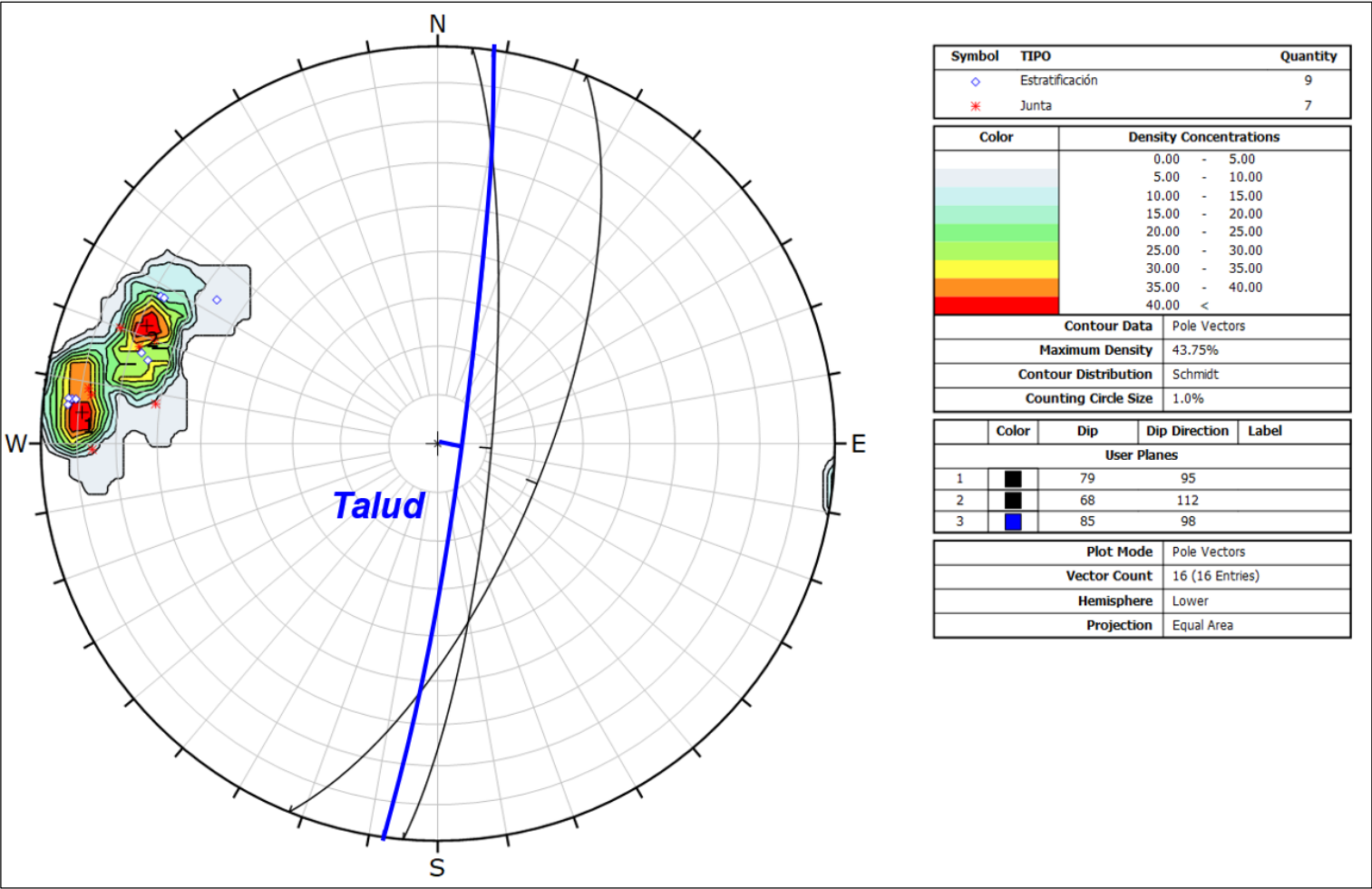
Familias estructurales según el mapeo fotogramétrico

Tipo de discontinuidad	Concentración	Buzamiento	Dirección de buzamiento
Juntas	Fuerte	79	095
Estratificación	Fuerte	68	112

Así mismo, para la base de datos de fotogrametría, se construyó la Tabla 12, que representa los rangos de anisotropía dentro de la ventana angular de 30° con respecto al azimut del talud estudiado (088°).

Figura 60

Estereograma de las discontinuidades del mapeo fotogramétrico



Nota: Identificación de dos familias estructurales en el estereograma. El plano número “3” y de color azul representa la orientación del talud. Elaboración propia.

Tabla 12

Anisotropía del macizo rocoso para la base de datos de fotogrametría

Tipo de discontinuidad	Concentración	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Orientación al talud	Rango de buzamientos ($\pm 3^\circ$)	
Juntas	Fuerte	79	095	Pitward	-76	-82
Estratificación	Fuerte	68	112	Pitward	-65	-71

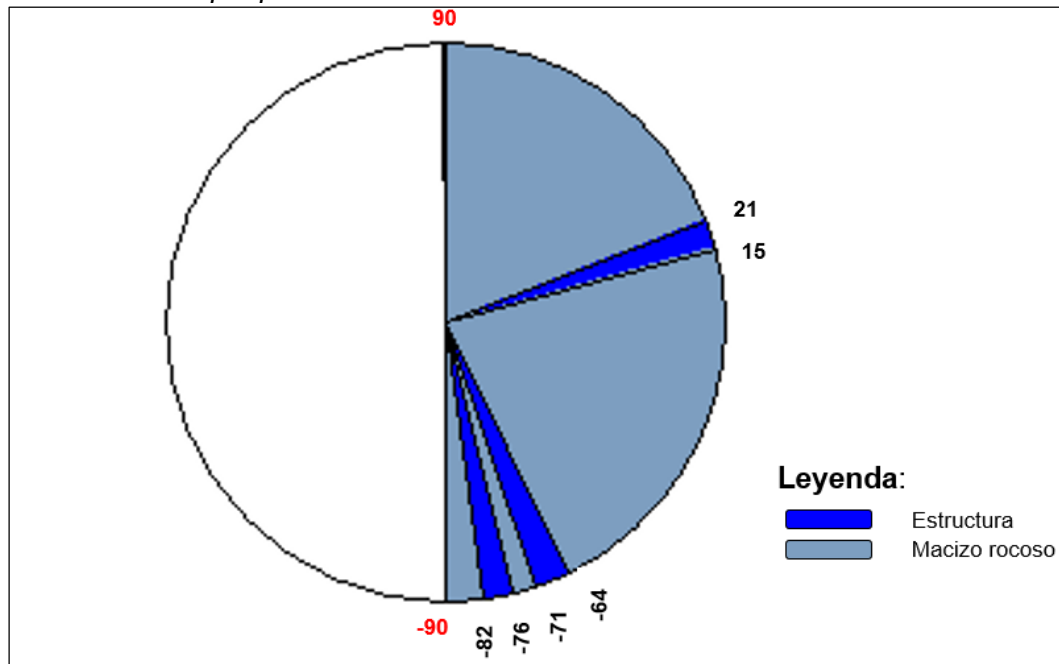
Nota: Terminología “*Pitward*” indica estructura sub paralela a la dirección del azimuth del talud (signo negativo), mientras que “*Indipping*” indica estructuras opuestas a la dirección del azimuth del talud (signo positivo).

Las estructuras consideradas como “*Indipping*” o “*Pitward*” en las bases de datos de mapeo de ventanas y de fotogrametría fueron utilizadas para elaborar un único rango de anisotropía en la Tabla 13, y su representación en forma de roseta se muestra en la Figura 61.

Con la finalidad de reducir la complejidad de los escenarios en estudio, se asumió que las discontinuidades tipo juntas presentan propiedades similares a las discontinuidades tipo estratificación, por lo que la anisotropía del macizo rocoso mostrado en la Tabla 13 considerará ambos tipos de discontinuidades como una sola.

Figura 61

Roseta de anisotropía para la sección de back análisis



Nota: Áreas en color azul representan los rangos de ángulos en donde el macizo rocoso tendrá la resistencia al corte de la estructura. Elaboración propia. Es importan

Tabla 13

Función de anisotropía para la sección de back análisis (azimut 088°)

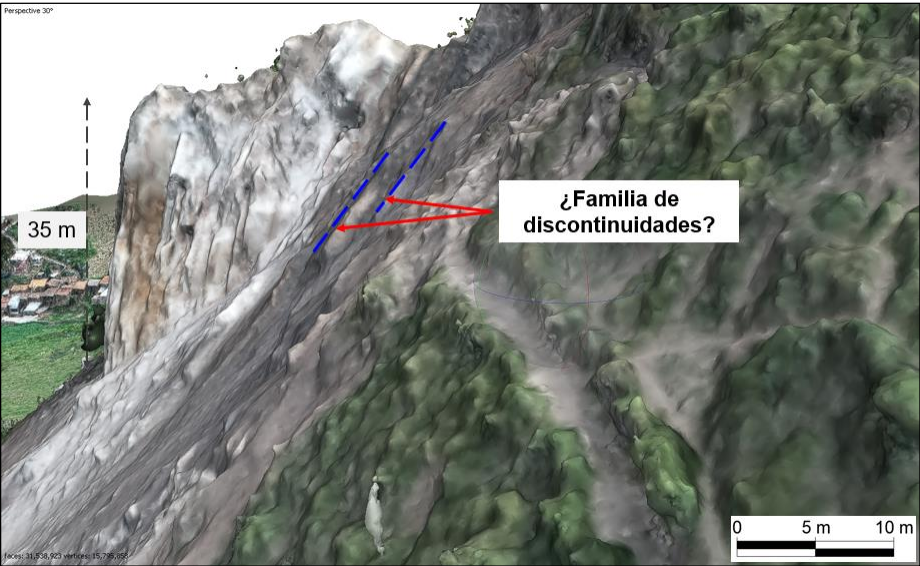
Función de anisotropía		
Desde	Hasta	Descripción
-90	-82	Macizo rocoso
-82	-76	Estructura
-76	-71	Macizo rocoso
-71	-64	Estructura
-64	15	Macizo rocoso
15	21	Estructura
21	90	Macizo rocoso

Nota: La función de anisotropía considera tres grados por debajo y tres grados por encima del valor original de buzamiento para cada familia estructural identificada.

Cabe destacar que en el modelo fotogramétrico se han observado algunas estructuras con apariencia de discontinuidades y que tienen aproximadamente un ángulo de buzamiento similar al buzamiento del deslizamiento, sin embargo, estas estructuras no fueron incluidas en la base de datos de estructuras inicial por la baja confiabilidad (ver Figura 62).

Figura 62

Familia de discontinuidades con baja confianza



Nota: Elaboración propia.

3.2.2 Modelo de resistencia del macizo rocoso

El modelo de resistencia del macizo rocoso anisotrópico se construyó a partir de la definición de la resistencia de la roca intacta y de las discontinuidades.

3.2.2.1 Resistencia de la roca intacta. En el reconocimiento geológico del área de estudio se definió la unidad geológica arenisca cuarzosa y la unidad geológica lutita como las principales litologías presentes en el deslizamiento. Las fotografías del dron permitieron identificar que la superficie de falla se produce en primer lugar a través de la roca arenisca para luego fallar a través de la roca lutita.

GRA (2022) y Leon (2023) realizaron estudios en laboratorio de rocas y suelos con la finalidad de caracterizar los materiales presentes en el cerro Cruz de Shallapa; el resumen de resultados ejecutados sobre la arenisca se muestra en la Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16. En la roca lutita no existe ensayos de laboratorio por lo que sus parámetros geotécnicos fueron determinados mediante la metodología de “*back-analysis*”.

Tabla 14

Resultados de ensayos de compresión uniaxial en la arenisca

Laboratorio	Código de muestra	Diámetro (cm)	Altura de Muestra (cm)	Dureza de Campo (R)	Presión de Falla (kgf)	UCS (MPa)
UNI	R1	4.07	8.16	R 4.5	263.2	202.4
Rock & Soil Ingeniería	EG-01	6.30	12.60	R 4.5	407.9	66.0

Nota: Los datos fueron tomados de INGEMMET (2022) y Leon (2023).

Tabla 15

Resultado de ensayo de tracción indirecta en la arenisca

Laboratorio	Código de muestra	Diámetro (cm)	Altura de Muestra (cm)	Dureza de Campo (R)	Carga (KN)	Resistencia a la tracción σ_t (MPa)
UNI	R1	5.4	2.9	R 4.5	34.5	13.9
		5.4	2.9	R 4.5	32.7	13.3
		5.4	2.8	R 4.5	33.8	14.3
		Promedio				13.9

Nota: Tomado de INGEMMET (2022).

Tabla 16

Resultados de ensayo triaxial en la arenisca

Laboratorio	Código de muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Dureza de Campo (R)	Esfuerzo de Confinamiento (MPa)	Esfuerzo de Rotura (MPa)
Rock & Soil Ingeniería	EG-01	6.3	12.5	-	2	236.4
		6.3	12.6	-	3	188.52
		6.32	12.5	-	4	248.3

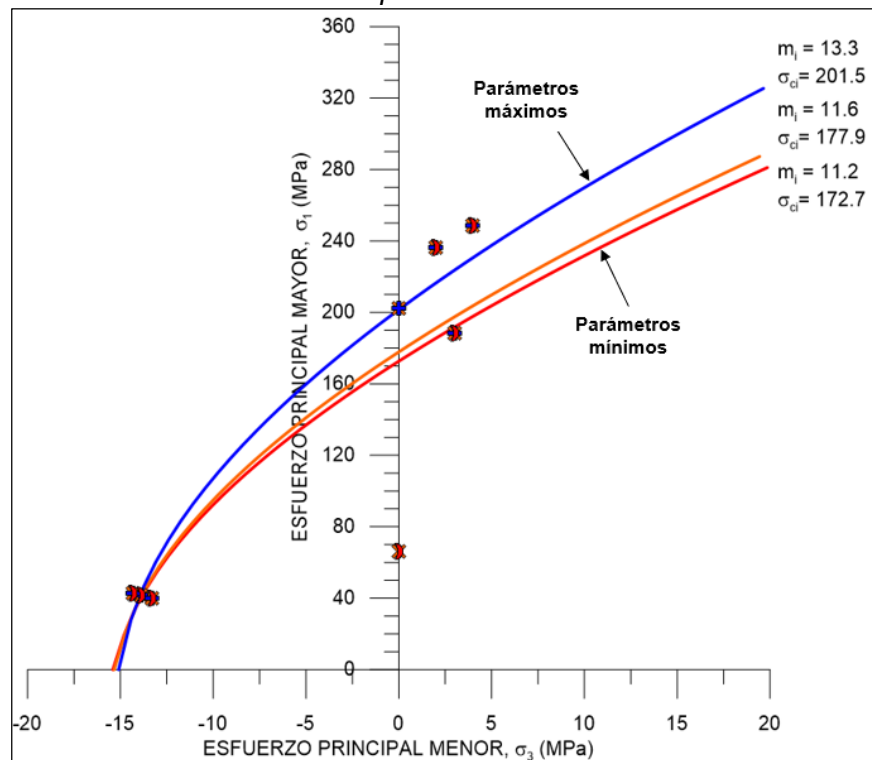
Nota: Tomado de Leon (2023).

La información de roca intacta presentada en la Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16 permitió construir el gráfico de esfuerzos principales (σ_1 vs σ_3) y definir la ecuación no lineal de Hoek-Brown para la roca arenisca. Se estimaron tres ecuaciones de resistencia al corte (ver Figura 63) debido a la gran variabilidad que existe en la resistencia a la compresión uniaxial (66 MPa y 202 MPa). La primera ecuación solo consideró el valor mínimo de UCS igual a 66 MPa (curva de color rojo), la segunda ecuación de Hoek-Brown consideró solo el UCS máximo igual a 202.4 MPa (curva de color azul) y la tercera ecuación consideró el promedio de ambos valores de UCS (curva de color naranja), sin embargo, se observa en la Figura 63 una tendencia de la resistencia a la compresión mayor a 160 MPa, por lo que todos los escenarios despreciaron valor de UCS mínimo.

Para el análisis geotécnico se considerará de modo conservador la ecuación de Hoek-Brown con mínimas propiedades (curva roja), es decir, se modelará en Slide la roca arenisca con $m_i = 11.2$ y $\sigma_{ci} = 172.7$.

Figura 63

Ecuaciones no lineales de Hoek-Brown para la roca intacta



Nota: Se muestran los valores mínimos, medios y máximos de m_i y σ_{ci} calculados con el software RocLab. Elaboración propia.

3.2.2.2 Resistencia de las estructuras. GRA (2022) realizó el ensayo de corte directo sobre una discontinuidad simulada en roca arenisca, se ejecutaron cinco ensayos bajo esfuerzos normales iguales a 1.10 MPa, 2.21 MPa, 3.31MPa, 4.42 MPa y 5.52 MPa, y el detalle de los resultados del ensayo se muestra en la Tabla 17.

Los datos de esfuerzo normal y cortante del ensayo de corte directo permitieron calcular la ecuación lineal de Mohr-Coulomb para la definición de la resistencia al corte de la discontinuidad, definido por la cohesión y ángulo de fricción iguales a 0.1 MPa y 28° respectivamente, sin embargo, en una discontinuidad simulada la cohesión se pierde de forma absoluta e implica que la recta de la ecuación lineal atraviese el origen de coordenadas, por lo que los valores ajustados al origen de coordenadas resultan en valores de cohesión y ángulo de fricción iguales a cero y 29° respectivamente.

Los valores ajustados de cohesión y ángulo de fricción fueron utilizados como la resistencia residual de las discontinuidades de la arenisca (ver Figura 64). La resistencia pico de las discontinuidades de la roca arenisca se determinó mediante pruebas de ensayo y error a partir del “*back analysis*”.

Las discontinuidades de las areniscas tuvieron de este modo un rango de valores mínimo (resistencia residual) y máximo (resistencia pico) de cohesión y fricción para el análisis geotécnico.

Tabla 17

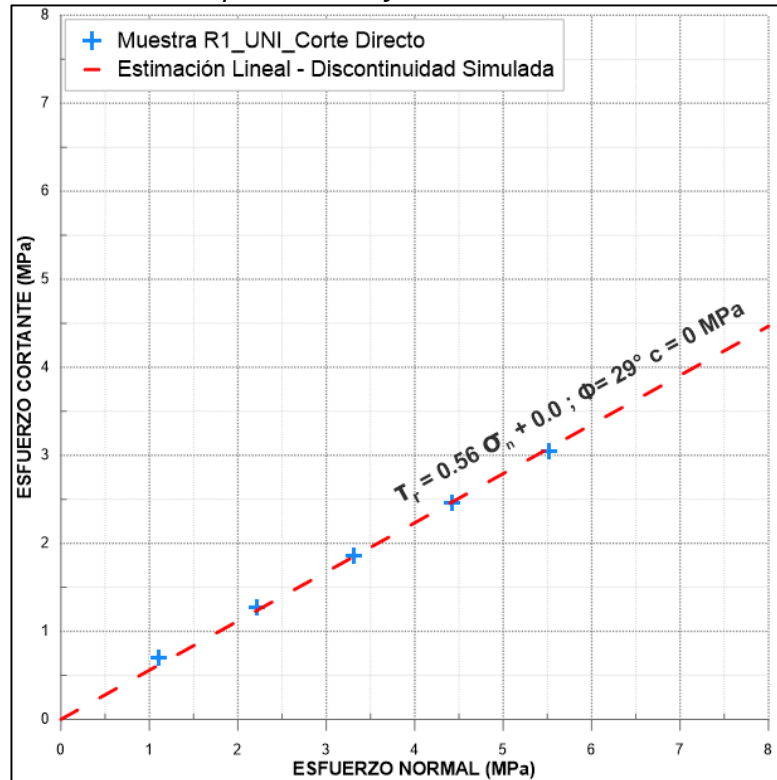
Resultados del ensayo de corte directo sobre discontinuidad simulada

Laboratorio	Código de muestra	Tipo de discontinuidad	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo de corte (MPa)
UNI	R1	Simulada	-	-	1.10	0.70
			-	-	2.21	1.27
			-	-	3.31	1.86
			-	-	4.42	2.46
			-	-	5.52	3.05

Nota: No se cuenta con los valores de diámetro y altura de los especímenes por lo que no fue posible una validación de la relación recomendada de L/D (L/D ~ 2). Tomado de GRA (2022).

Figura 64

Ajuste lineal de Mohr-Coulomb para el ensayo de corte directo



Nota: El ensayo es realizado sobre una discontinuidad simulada en laboratorio. Elaboración propia.

3.2.3 Clasificación geomecánica del macizo rocoso

INGEMMET (2022) caracterizó el macizo rocoso mediante el sistema de clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating) del año 1989 en las estaciones geomecánicas E-01 y E-02, la estación E-01 y E-02 presentaron valores de RMR iguales a 59 y 57 respectivamente. Leon (2023) clasificó el macizo rocoso con RMR_{89} igual a 52. Se asumió de forma conservadora el valor más bajo de las puntuaciones de RMR de ambos autores, de este modo se clasificó el macizo rocoso como de tipo “regular”, de acuerdo con la Tabla 18.

Tabla 18

Clasificación del macizo rocoso según RMR de Bieniaski

	Clase de macizo rocoso				
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	20-0
Descripción	Muy buena (I)	Buena (II)	Regular (III)	Mala (IV)	Muy mala (V)

Nota: Tomado de Bieniawski (1989).

De acuerdo con la inspección de campo y el modelo estructural presentado, se deduce que el macizo rocoso está controlado estructuralmente por la estratificación de las rocas sedimentarias que buzcan hacia el este y la familia de juntas que buzcan hacia el norte y al sur (ver Tabla 9 y Tabla 11), por lo tanto, no es posible aplicar el GSI directamente desde la observación visual (Marinos y Hoek, 2000), y se estimó el valor de RMR_{89} de acuerdo con la ecuación 22, propuesta por Hoek et al. (1995). Cabe destacar que en el registro de estaciones geomecánicas del macizo rocoso no se manifestaron indicios de paredes mojadas o húmedas, por lo que el parámetro de agua subterránea en la clasificación de Beniaski fue considerado como seco, es decir, valoración de 15 puntos.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (22)$$

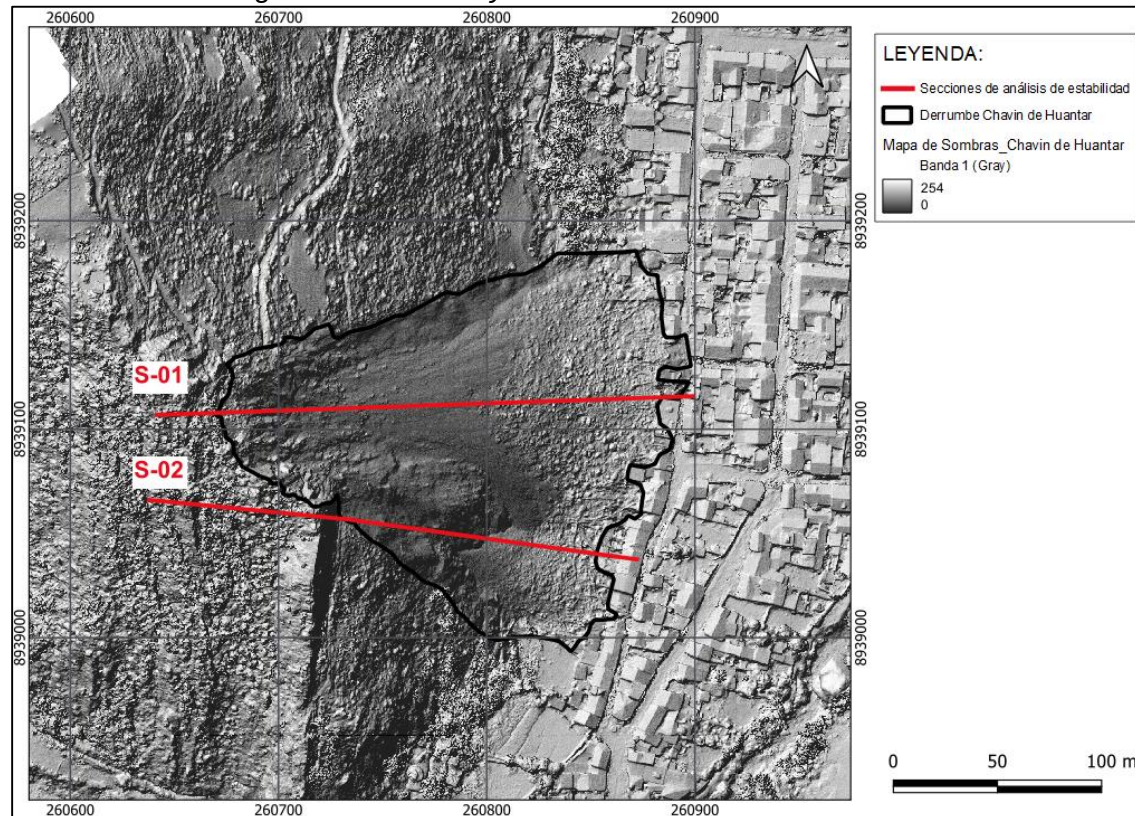
Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados

4.1 Análisis de estabilidad

Los análisis de estabilidad fueron ejecutados con el software Slide 2 sobre las secciones propuestas S-01 y S-02. La sección S-01 se utilizó para el cálculo de los parámetros geotécnicos en el momento de la ocurrencia del deslizamiento mediante la técnica de “*back analysis*”, mientras que la sección S-02 se utilizó para evaluar la estabilidad en la zona al sur del deslizamiento actual. En la Figura 65 se muestran las secciones S-01 y S-02 en vista horizontal.

Figura 65

Plano de secciones geotécnicas S-01 y S-02

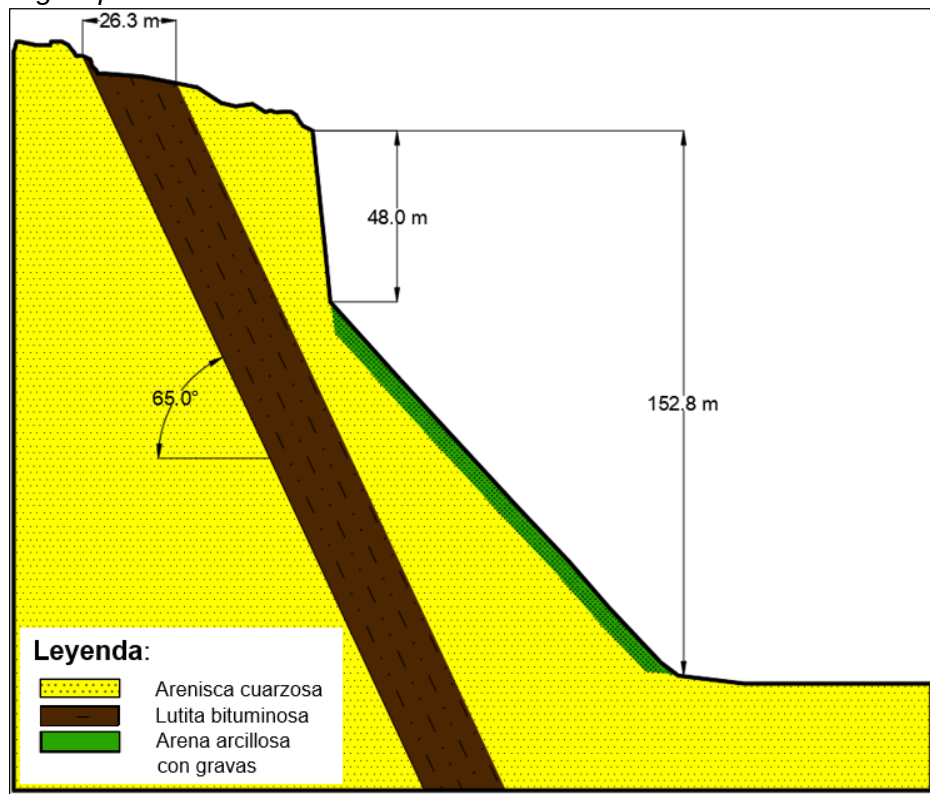


Nota: Mapa de sombras se construye a partir del DEM otorgado por INGEMMET. El sistema de referencia del plano es WGS 84 UTM 18 S. Elaboración propia.

Se realizó el bosquejo del modelo geológico sobre la sección S-01 en las condiciones topográficas previas al deslizamiento (ver Figura 66). Se proyectó la sección S-01 sobre el modelo fotogramétrico y se observa una berma de contención al pie del talud, sin embargo, fue construida meses después al deslizamiento ocurrido.

Figura 66

Perfil geológico pre-deslizamiento de la sección S-01



Nota: Elaboración propia.

Figura 67

Sección S-01 en modelo fotogramétrico



Nota: Se observa una bermá de contención de 6 m de altura, construida como medida preventiva ante caída de rocas. Elaboración propia.

La Tabla 19 resume las propiedades geotécnicas del macizo rocoso (arenisca y lutita) ingresados al software Slide. Para la roca arenisca se utilizaron los valores de resistencia mínimos indicados en la Figura 63, mientras que, para la roca lutita se utilizaron los valores bibliográficos presentados en la Tabla 5, considerados como datos iniciales para el posterior “*back analysis*”. La roca arenisca al tener una competencia alta se modeló con la resistencia no lineal de Hoek-Brown, mientras que la roca lutita y el suelo coluvial (arena arcillosa) fueron modelados con la resistencia lineal de Mohr-Coulomb.

Tabla 19

Resumen de propiedades geotécnicas en Slide

Material	Peso Unitario	Modelo de resistencia	Cohesión (kPa)	Fricción (Φ°)	σ_{ci} (kPa)	m_i	GSI	D
Arenisca (macizo rocoso)	25.6	Anisotrópico* Generalizado	-	-	-	-	-	-
Arenisca cuarzosa (roca intacta)	25.6	Hoek-Brown Generalizado	-	-	172700	11.2	47	0
Discontinuidades en arenisca cuarzosa	25.6	Mohr-Coulomb	0	29°	-	-	-	-
Lutita bituminosa (roca intacta)	17	Mohr-Coulomb	30	20°	-	-	-	-
Arena arcillosa	20.99	Mohr-Coulomb	29.42	32.4°	-	-	-	-

Nota: * El modelo anisotrópico generalizado utiliza las propiedades de resistencia de la roca intacta y de las discontinuidades, ver sección 2.1.2.4. Los valores de m_i y σ_{ci} corresponden a los parámetros de Hoek y Brown para la roca intacta, D es el factor de disturbancia del macizo rocoso.

4.1.1 Back analysis del deslizamiento en sección S-01

La sección S-01 presentada en la Figura 66 se empleó para realizar el cálculo inverso de las propiedades geotécnicas del macizo rocoso en la superficie de deslizamiento. Esta sección se proyectó sobre el área del talud superior deslizado, donde es posible la inspección visual, por lo que la interpretación de la litología y de los contactos geológicos presenta mayor grado de confiabilidad. No obstante, el talud inferior está cubierto por vegetación, lo que limitó la precisión e interpretación de los espesores y condiciones estructurales.

Es importante señalar que la superficie de deslizamiento presenta forma planar (ver Figura 67), indicando que el fallamiento se produjo a través de una familia de

discontinuidades aproximadamente paralelas al buzamiento del deslizamiento. Además, la alta resistencia al corte de la roca arenisca indica que el fallamiento a través de roca intacta fue prácticamente inviable. Por otro lado, el contacto geológico se comporta como una zona de debilidad, por lo que es probable que se haya producido fallamiento a través del contacto geológico durante el desarrollo del deslizamiento. Se observó además que el extremo superior de la superficie de deslizamiento presenta forma sub vertical, probablemente debido a grietas extensionales previas al deslizamiento en la roca lutita. Además, GRA (2022) indicó que no existe un nivel freático en el área de estudio, ni de forma superficial ni cercano a ella, sin embargo, se representó el nivel freático a modo ilustrativo para la ejecución del “*back analysis*” en la sección S-01.

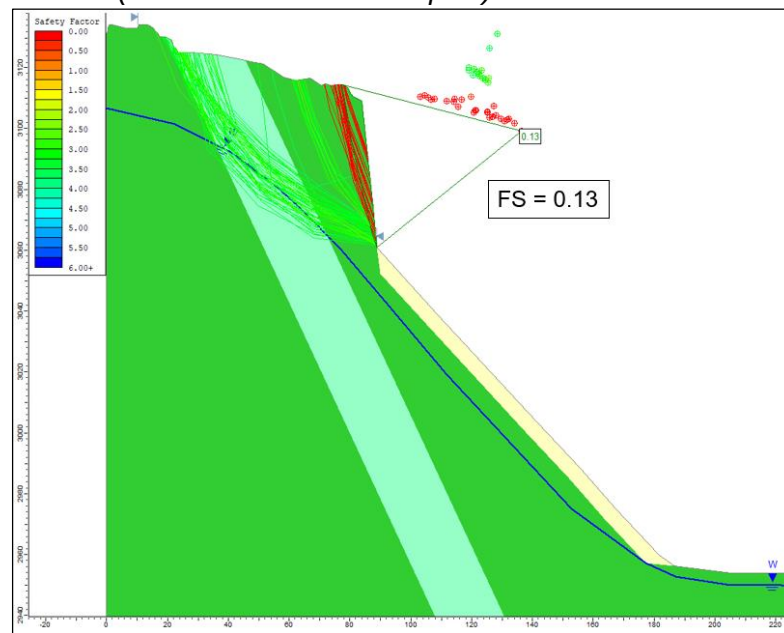
El deslizamiento fue estudiado como un evento único, donde la masa deslizada se desplazó como un cuerpo completo deslizado (lutita y arenisca), despreciando escenarios intermedios de fallamiento a lo largo del contacto geológico o de las familias de discontinuidades sub verticales. Se evaluó la estabilidad del talud rocoso utilizando las propiedades geotécnicas detalladas en la Tabla 19 y la anisotropía mostrada en la Figura 61. Los resultados del análisis de estabilidad mostrados en la Figura 68 indican que el talud superior falla a lo largo de las discontinuidades sub verticales de la roca arenisca (fallamiento por estructura), respondiendo a las menores propiedades de resistencia de las juntas (resistencia residual de las juntas) con respecto al resto de materiales, sin embargo, el buzamiento del deslizamiento es aproximadamente 45°, por lo que se espera que las familias sub verticales sean estables y que el fallamiento se haya producido por una familia de discontinuidades sub paralelas al buzamiento del fallamiento, tal como se comentó en el párrafo anterior.

Por otro lado, se analizó la estabilidad del talud sin la presencia de anisotropía en la roca arenisca y se observó altos valores del factor de seguridad (ver Figura 69), incluso con valores mínimos en las propiedades de cohesión y fricción de la roca lutita, el talud sigue siendo estable, lo que indica que el macizo rocoso está controlado estructuralmente y que la anisotropía tuvo un rol importante en el desarrollo del deslizamiento.

Con base en lo anteriormente señalado, se incorporó un rango de anisotropía (estructuras subparalelas a 45°) al modelo estructural, con el propósito de analizar su influencia en la estabilidad geotécnica del talud. Asimismo, se investigaron las propiedades de resistencia de las discontinuidades subverticales que generen factores de seguridad mayores a 1.0.

Figura 68

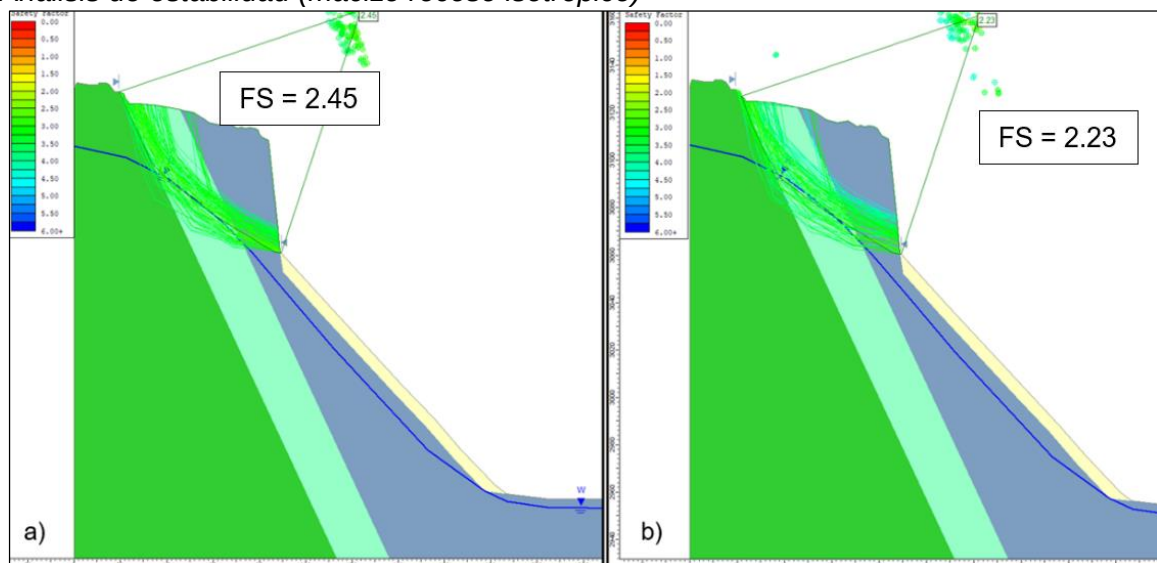
Análisis de estabilidad (macizo rocoso anisotrópico)



Nota: Se muestran las superficies de falla con menor factor de seguridad. Elaboración propia.

Figura 69

Análisis de estabilidad (macizo rocoso isotrópico)



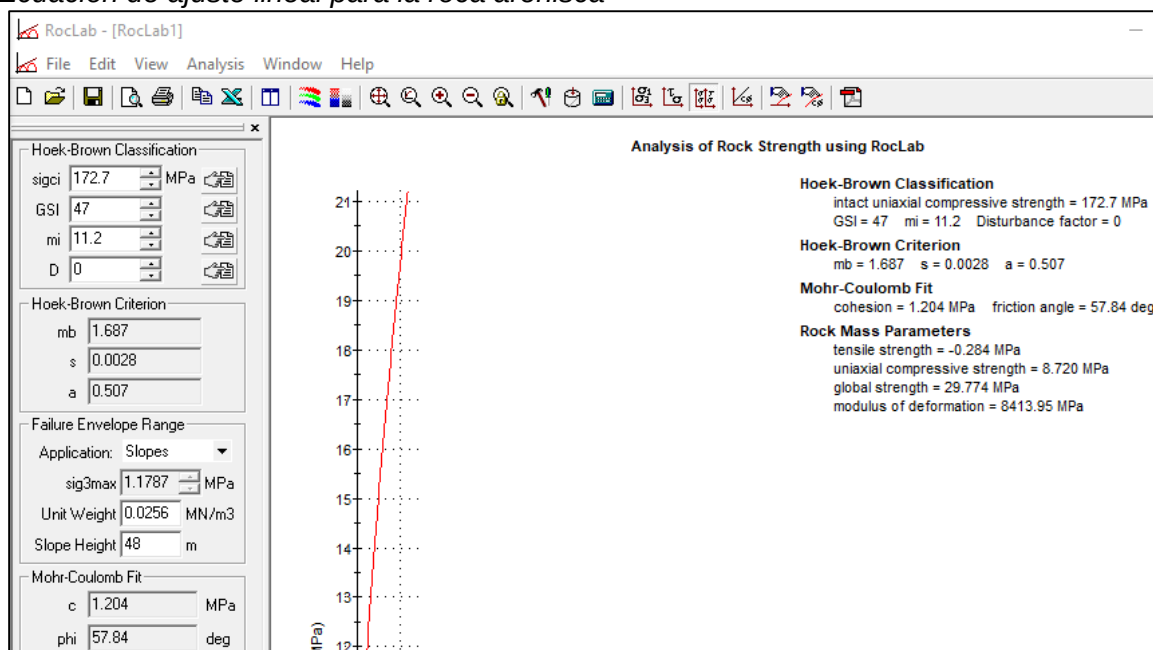
Nota: a) Análisis de estabilidad con cohesión 30 kPa y fricción 20° en la roca lutita. b) Análisis de estabilidad con valores de cohesión igual a 3 kPa y fricción 8° en la roca lutita. Elaboración propia.

El ensayo de corte directo sobre la discontinuidad simulada en la roca arenisca indicó parámetros residuales (discontinuidad pulida), por lo que se esperó valores mayores en las propiedades de resistencia pico de las discontinuidades.

Por otro lado, para el talud estudiado (altura de talud 48 m y peso unitario 25.6 kN/m³) se calculó la resistencia de la roca intacta de la roca arenisca en términos de la ecuación lineal de Mohr-Coulomb. Las propiedades de resistencia en términos de cohesión y fricción son iguales a 1200 kPa y 57.8° (ver Figura 70) respectivamente, y si bien los valores de cohesión y fricción corresponden a propiedades de roca intacta, para esta tesis fueron utilizados como el límite máximo de las propiedades pico de las discontinuidades.

Figura 70

Ecuación de ajuste lineal para la roca arenisca



Nota: Elaboración propia.

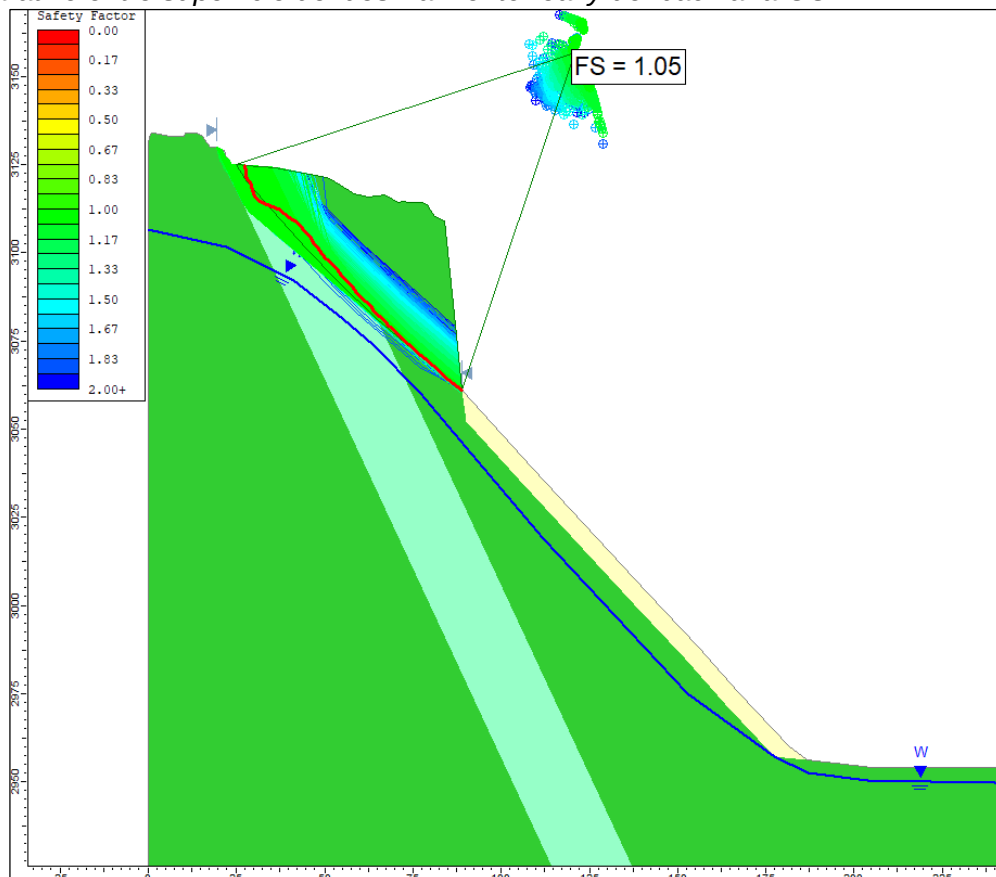
El “back analysis” de las propiedades de las discontinuidades de la roca arenisca y de la roca lutita revelaron que valores menores o iguales a una cohesión de 300 kPa y fricción de 33° en las discontinuidades de la arenisca, provocaron el deslizamiento con un factor de seguridad igual a 1.05 (ver Figura 71), asumiendo propiedades pico de cohesión de 40 kPa y fricción de 20° para la roca lutita, estos valores por supuesto se encuentran en el rango de valores mínimos y máximos aceptables para ambos tipos de rocas (ver

Tabla 5). Además, en la Figura 71 se presentan escenarios de superficies de fallas con factores de seguridad entre 1.0 y 1.3, que persiguen las discontinuidades de la fábrica estructural, lo que refleja que las propiedades geotécnicas obtenidas a partir del back analysis representan de forma completa la complejidad y las variaciones del fenómeno en su totalidad.

Cabe recordar que las propiedades obtenidas del “back analysis” consideraron como ciertas las condiciones interpretadas de la geometría del talud, nivel de agua, y las propiedades del resto de materiales modelados en la sección S-01. Además, se consideró que las discontinuidades subverticales presentan las mismas propiedades geotécnicas de resistencia al corte que las discontinuidades subparalelas al deslizamiento.

Figura 71

Comparativo entre superficie del deslizamiento real y del back análisis



Nota: Se muestra en rojo la superficie del deslizamiento actual y el buen ajuste con la superficie de falla del modelo. La forma casi vertical de la superficie de deslizamiento es debido a fracturas extensionales en la roca lutita. Elaboración propia.

Por otro lado, la roca lutita no cuenta con ensayos de laboratorio por lo que no fue posible la validación respectiva de las propiedades del “*back analysis*”, de este modo se asumió las propiedades de “*back analysis*” como propiedades válidas, y ya que es la primera vez que sucede un fallamiento en el mismo espacio del deslizamiento actual, la resistencia calculada será determinada como propiedades pico (Hussain et al., 2010).

4.1.2 Análisis de estabilidad en sección S-02

El modelo fotogramétrico permitió reconocer que existe toda una franja erosionada que se muestra en forma depresiva con respecto al terreno, brindando una idea que el contacto litológico señalado en la Figura 51 entre la arenisca y la lutita se extiende hasta el pie del macizo rocoso. La extensión y el límite de la roca lutita interpretado desde el modelo fotogramétrico se muestra en la Figura 72.

Figura 72

Extensión espacial de la roca lutita en el macizo rocoso

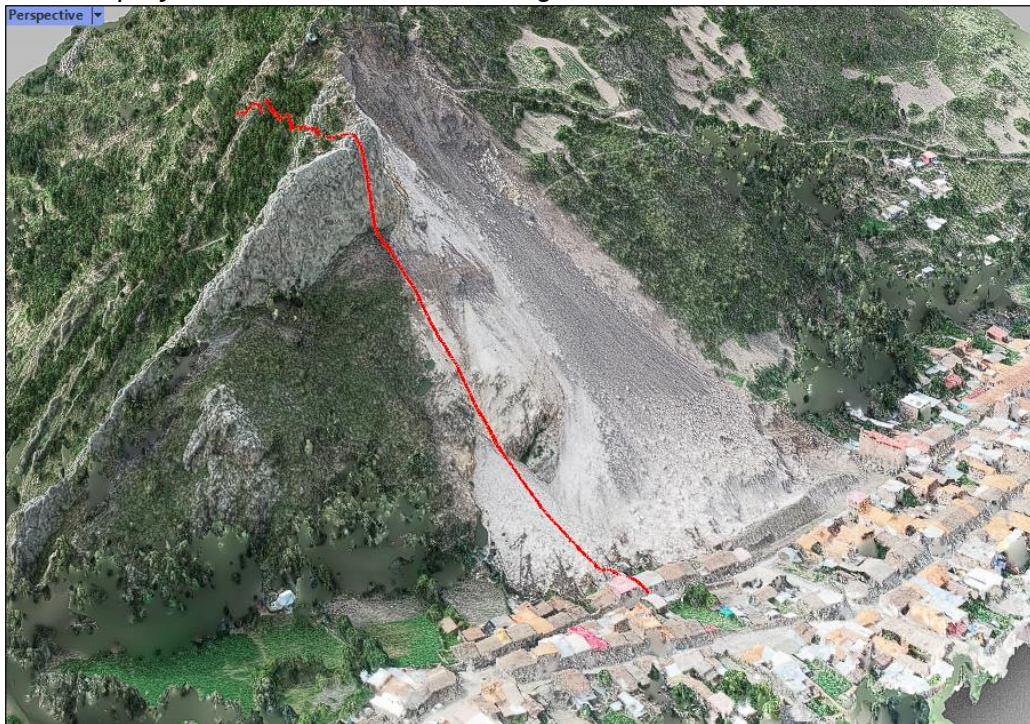


Nota: Elaboración propia.

La Figura 73 muestra la sección S-02 proyectada sobre el modelo fotogramétrico, y la Figura 74 muestra los resultados del análisis de estabilidad.

Figura 73

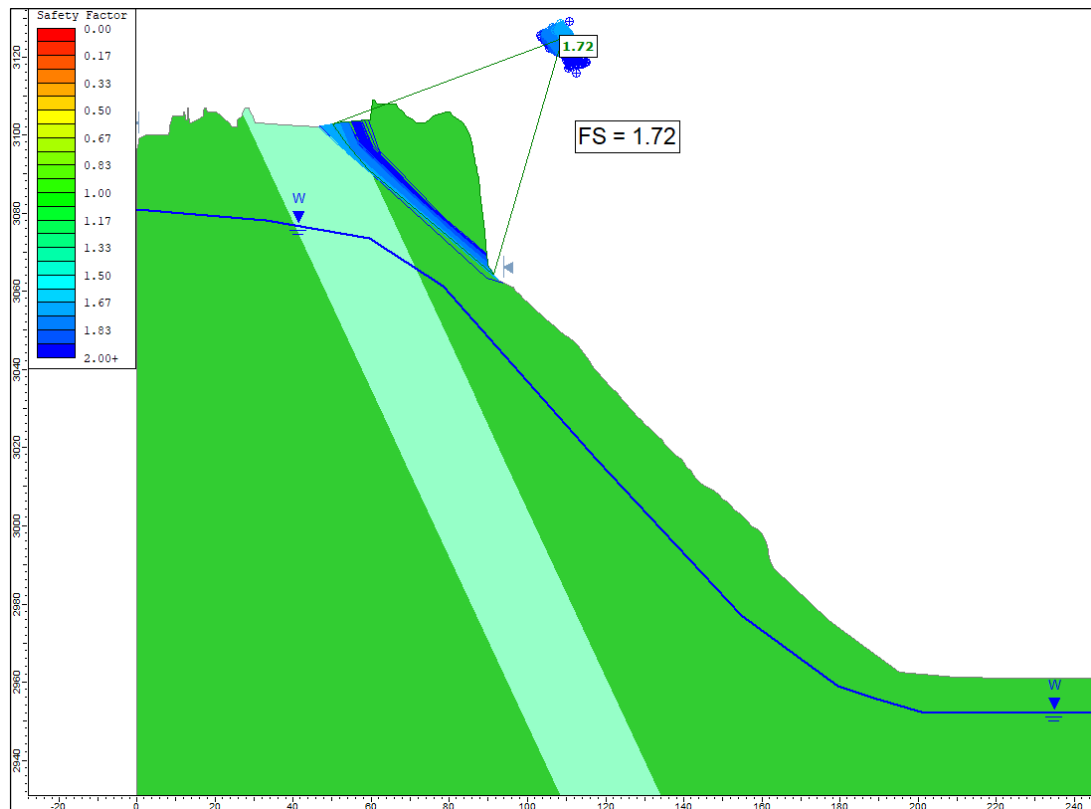
Sección S-02 proyectada sobre el modelo fotogramétrico



Nota: Elaboración propia.

Figura 74

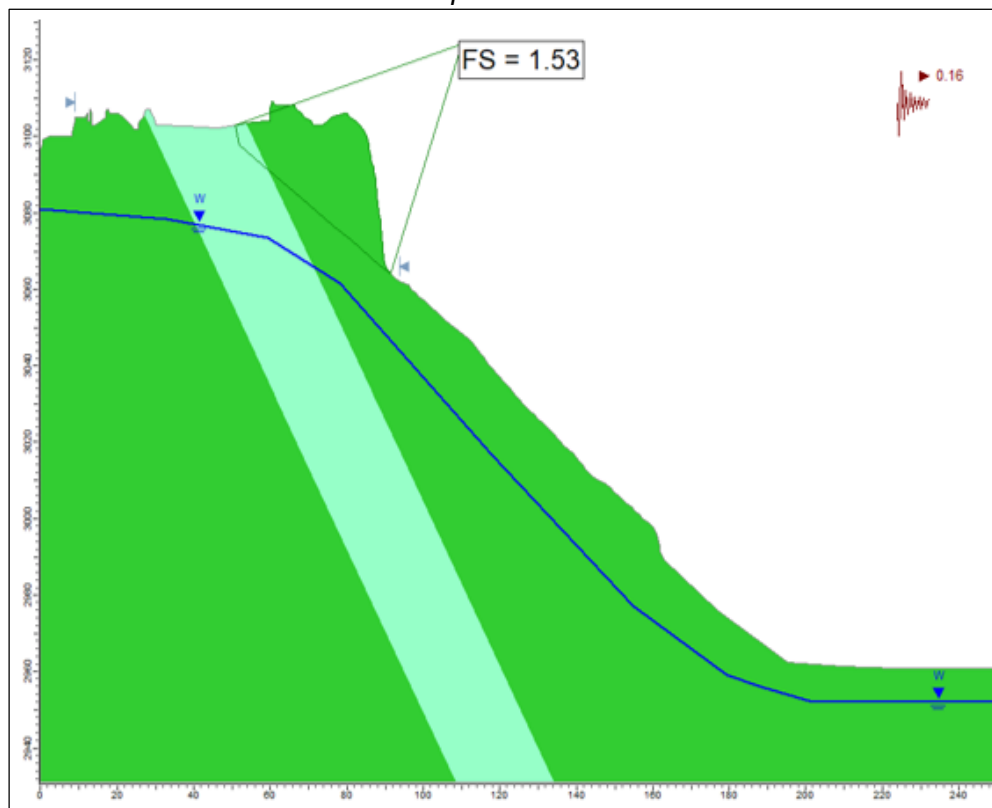
Análisis de estabilidad en condiciones estáticas de la sección S-02



Nota: Superficies de falla con factor de seguridad menor a 2. Elaboración propia.

Figura 75

Análisis de estabilidad en condiciones pseudo-estáticas de la sección S-02



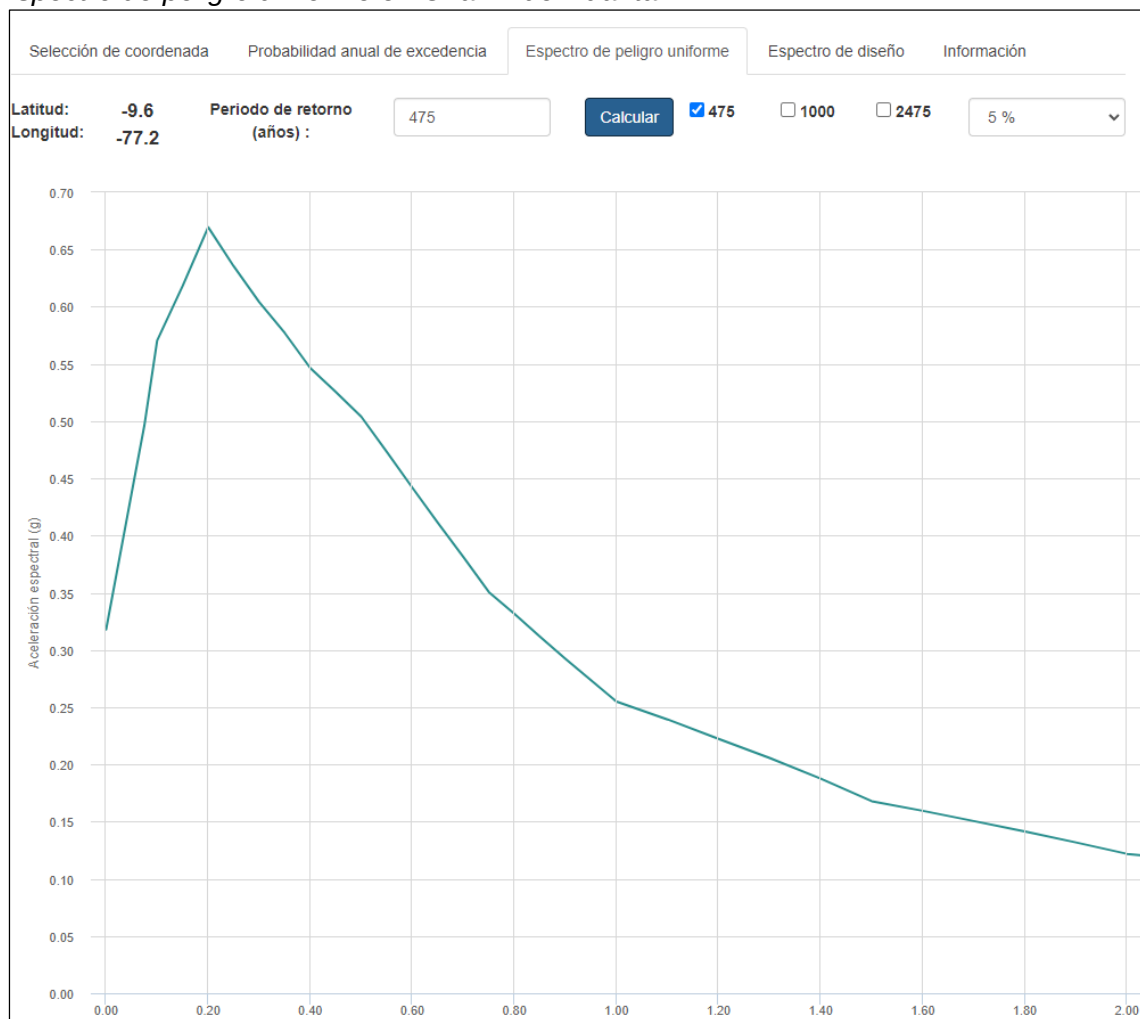
Nota: El coeficiente sísmico usado equivale al 50 % del valor PGA en el gráfico del espectro de peligro uniforme para la zona de estudio. Elaboración propia.

Los análisis geotécnicos mostrados en la Figura 74 y Figura 75 indican que el talud rocoso es estable en condiciones estáticas y pseudoe estáticas (asumiendo propiedades geotécnicas del “*back analysis*”). No obstante, ante la falta de información precisa del contacto geológico en profundidad, se realizó un análisis de sensibilidad en la ubicación del contacto litológico para identificar un escenario crítico que podría provocar el deslizamiento del macizo rocoso. De este modo, se indica que 5 m por delante del contacto actual (ver Figura 77) el talud continuaría siendo estable, con un factor de seguridad igual 1.46, mientras que 10 m por delante del contacto actual el talud sería inestable, con un factor de seguridad igual a 1.0, no obstante, esta última sensibilidad no se muestra por ser una condición poco ajustada a la realidad.

Para el análisis pseudo-estático, se utilizaron los datos del espectro de peligro uniforme brindado por el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO), mostrado en la Figura 76.

Figura 76

Espectro de peligro uniforme en Chavín de Huantar

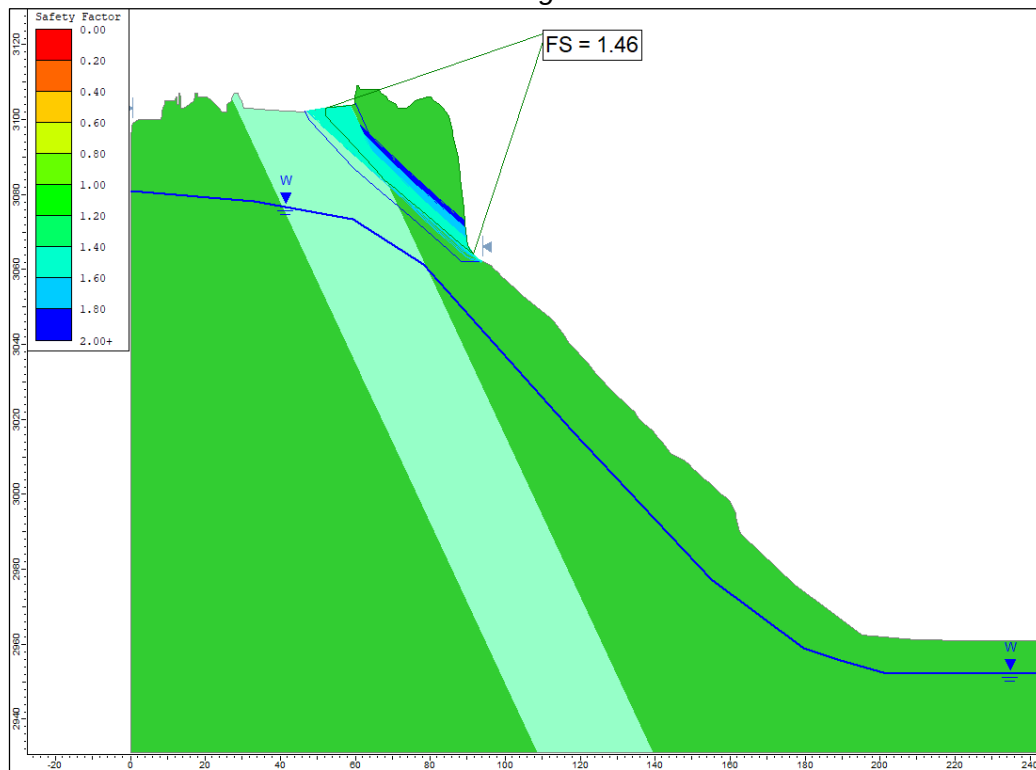


Nota: Recuperado el 01 de diciembre de 2024 de <http://ppsh.sencico.gob.pe/>. Elaboración propia.

Se puede observar además en la Figura 74 y Figura 77 que el nivel de agua modelado en Slide no está afectando a las superficies de falla mostradas en el talud superior, y ya que no existen estudios más detallados del nivel de agua en el macizo rocoso (estudios con tomografías eléctricas), el autor presenta en la Figura 78 la influencia del incremento del nivel de agua ante intensas precipitaciones en la zona de estudio.

Figura 77

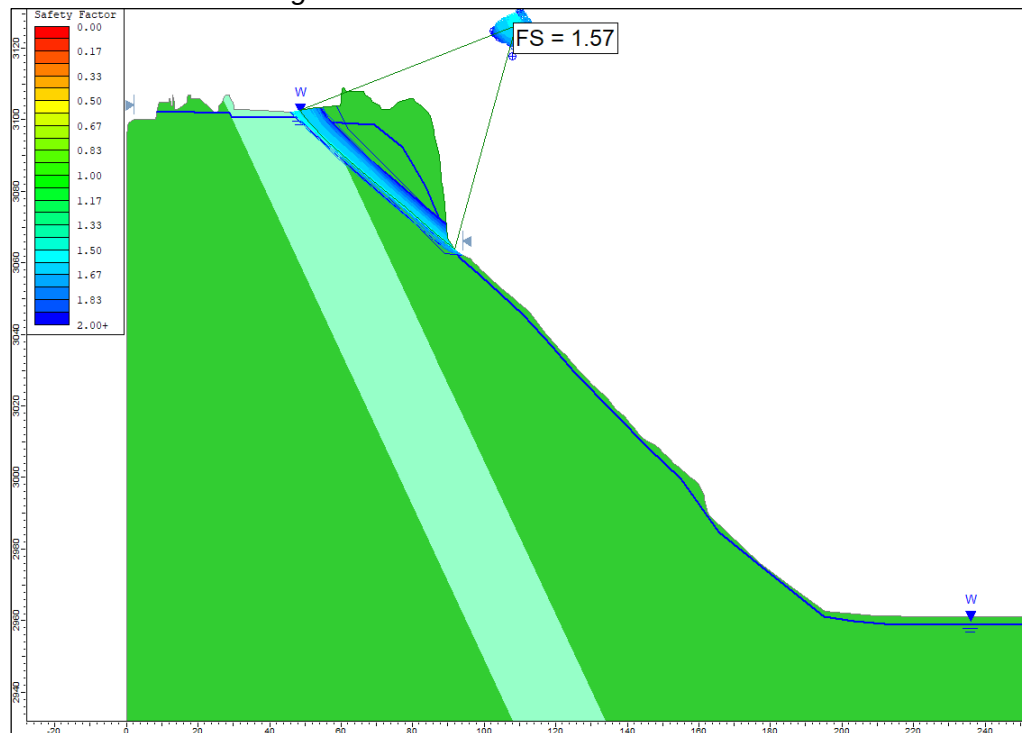
Sensibilidad en la ubicación del contacto litológico



Nota: Superficies de falla con factor de seguridad menor a 2. Elaboración propia.

Figura 78

Sensibilidad en el nivel de agua



Nota: Superficies de falla con factor de seguridad menor a 2. Elaboración propia.

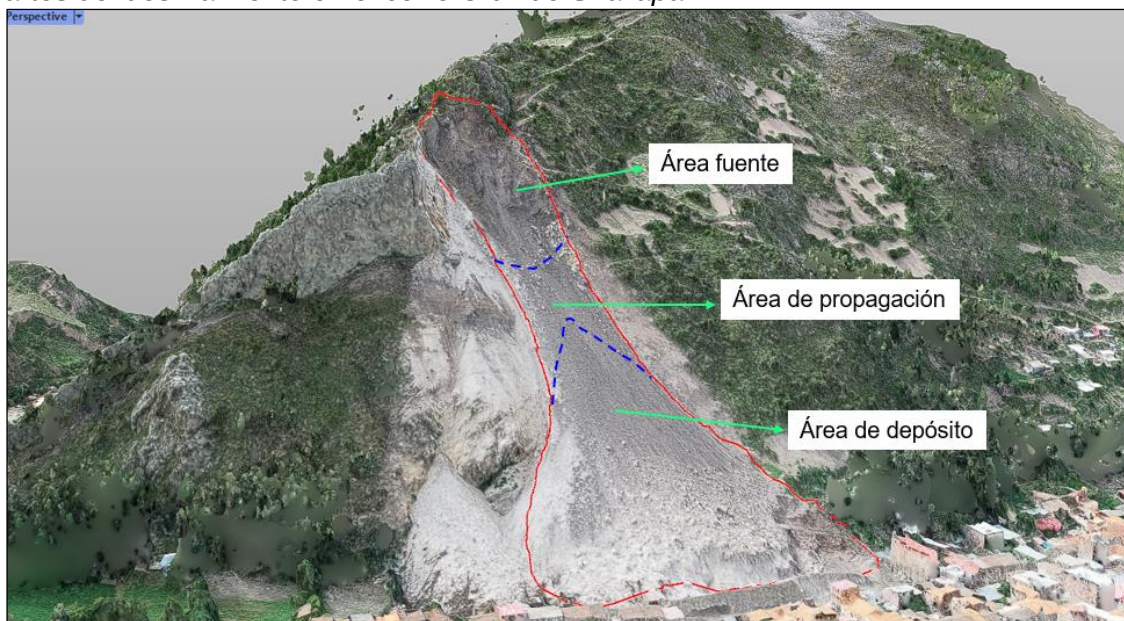
La Figura 78 muestra que, bajo las condiciones originales modeladas del contacto geológico (ver Figura 74) y ante un ascenso del nivel de agua, el talud permanece estable.

4.2 Análisis de deslizamiento

Dentro de las características principales del deslizamiento se puede detallar que el depósito está conformado por partículas entre a 0.2 m a 1 m, caracterizado por formas engrosadas en las partes proximales del área de acumulación (ver Figura 79) y no se presentaron capas saturadas en todo el desarrollo del deslizamiento, por lo cual el autor eligió el modelo reológico friccional como modelo para simular el deslizamiento producido en el cerro Cruz de Shallapa. Por otro lado, el deslizamiento se emplazó a través de la vegetación de las laderas, por lo que este material más fino podría ser simulado mediante reología tipo Voellmy, sin embargo, por simplicidad de la simulación y de las características generales antes mencionadas se asumió el modelo reológico friccional como el único modelo para simular todo el deslizamiento, es decir, zona fuente, zona de emplazamiento y la zona de acumulación.

Figura 79

Partes del deslizamiento en el cerro Cruz de Shallapa



Nota: Elaboración propia.

La información proporcionada en la Tabla 19 indica que el peso unitario de la roca arenisca es igual a 25.6 kN/m³, sin embargo, un material suelto y fragmentado (material de

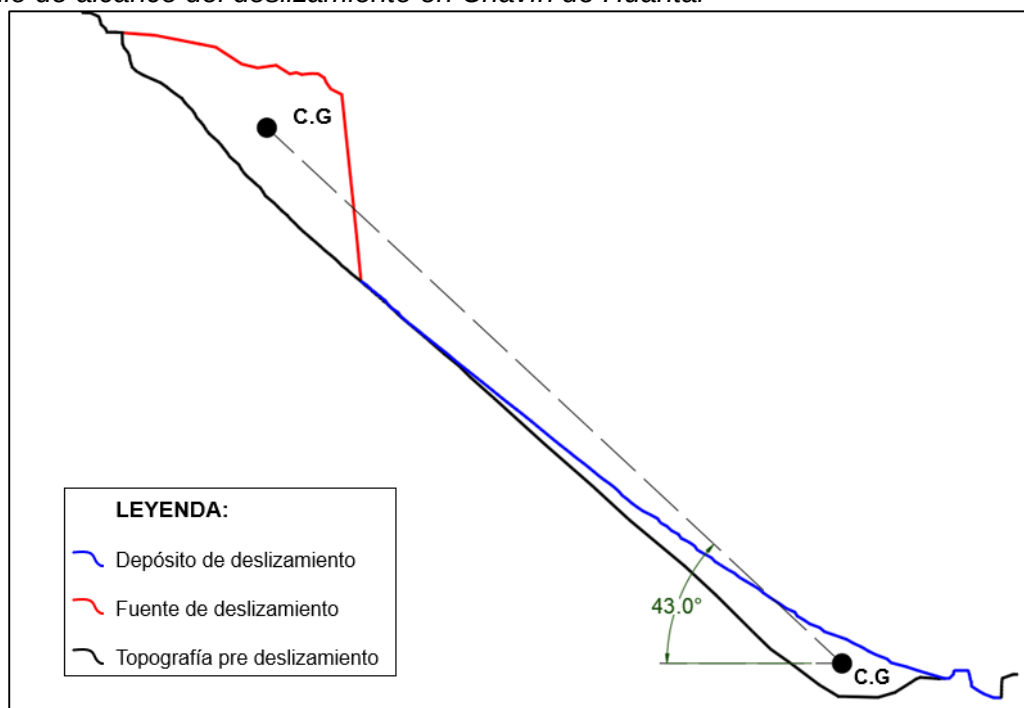
deslizamiento) debería tener un peso unitario menor, por lo que se asumió un valor más coherente igual a 22 kN/m^3 (porosidad más alta y peso unitario menor). En general, no existe equivalencia uno a uno entre los valores de ángulo de fricción modelado en el software Slide con los valores de ángulo de fricción modelado con el software DAN-W (McKinnon, 2005), por lo que el ángulo de fricción fue determinado mediante “*back analysis*” en el siguiente apartado.

4.2.1 *Back analysis del deslizamiento en sección S-01*

De acuerdo con lo expuesto por Pirulli et al. (2011), es recomendable y seguro proporcionar rangos de ángulos de fricción en lugar de valores específicos en la simulación de los deslizamientos, en el caso estudiado se propuso un rango de ángulo de fricción cuyo valor mínimo es el ángulo de fricción residual de las areniscas (30°), mientras que el valor máximo es igual al ángulo de alcance del deslizamiento igual a 43° (ver Figura 80).

Figura 80

Ángulo de alcance del deslizamiento en Chavín de Huantar



Nota: Elaboración propia.

El ángulo de alcance teóricamente se puede utilizar como una primera aproximación del ángulo de fricción basal del modelo reológico friccional (McDougall, 2017), por otro lado, Hungr (1995) menciona que para rocas fragmentadas y en condición

seca el ángulo de fricción basal es aproximadamente igual a 40°, no obstante, cualquiera de estos valores tendrá que ser validado mediante ensayos de prueba y error hasta encontrar un rango más preciso que replique las características del deslizamiento.

Con las consideraciones mencionadas en el párrafo anterior, se resumió en la Tabla 20 los parámetros reológicos para todas las partes del deslizamiento. En la Figura 81 se muestra la geometría pre-deslizamiento en el software DAN-W.

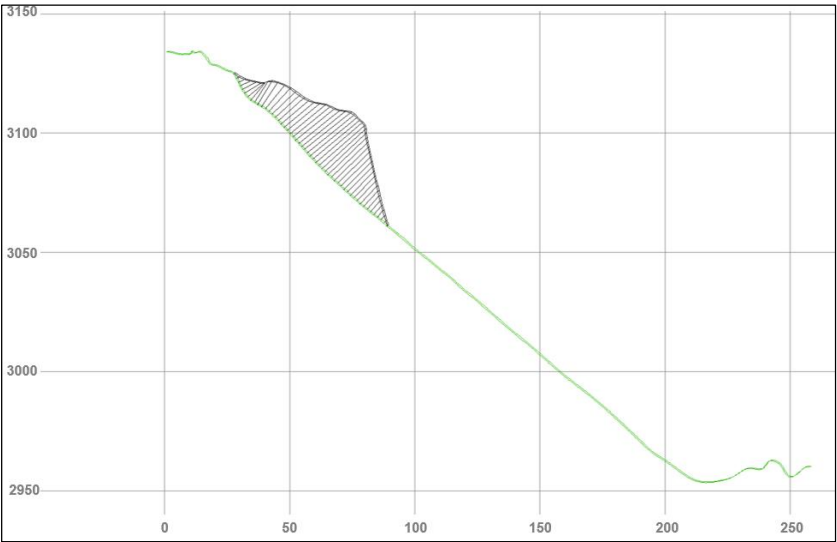
Tabla 20

Propiedades reológicas del material deslizado en DAN-W

Material	Peso Unitario	Modelo reológico	Ángulo de fricción basal	Coefficiente de presión de poros	Ángulo de Fricción interna
Fragmentos rocosos	22.0	Friccional	30°- 43°	0	30°-43°

Figura 81

Geometría pre-deslizamiento de la sección S-01 en DAN-W

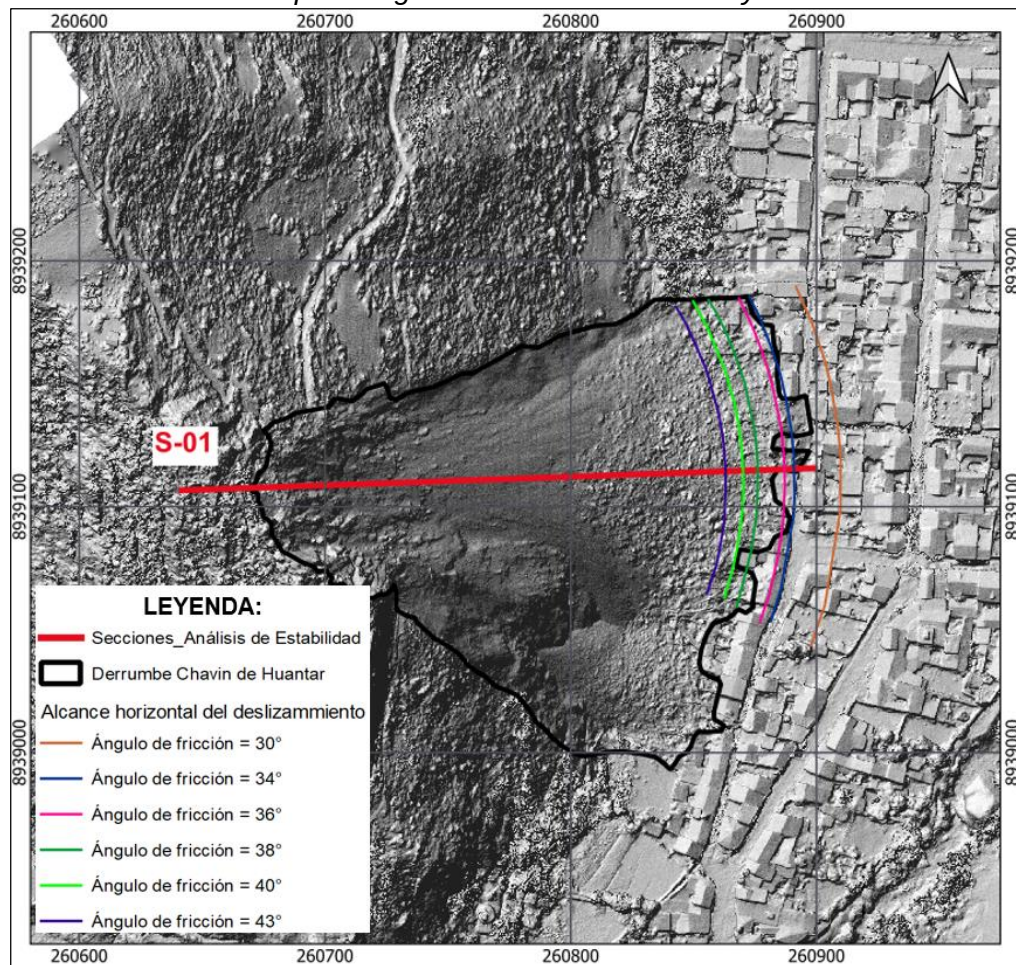


Nota: Elaboración propia.

Se realizó el “*back análisis*” de la sección S-01 con lo propuesto en la Tabla 20 y los resultados del alcance del deslizamiento se muestran en la Figura 82, se indica que en un rango de ángulo de fricción desde 34° a 38° se reproduce el alcance real del deslizamiento, sin embargo, no es posible brindar una respuesta del “*back analysis*” sin estudiar otras características del deslizamiento, como la velocidad y las potencias o espesores que alcanzaron durante su recorrido ladera abajo, por esta razón se propuso un punto de observación al pie de la ladera, tal como se muestra en la Figura 83.

Figura 82

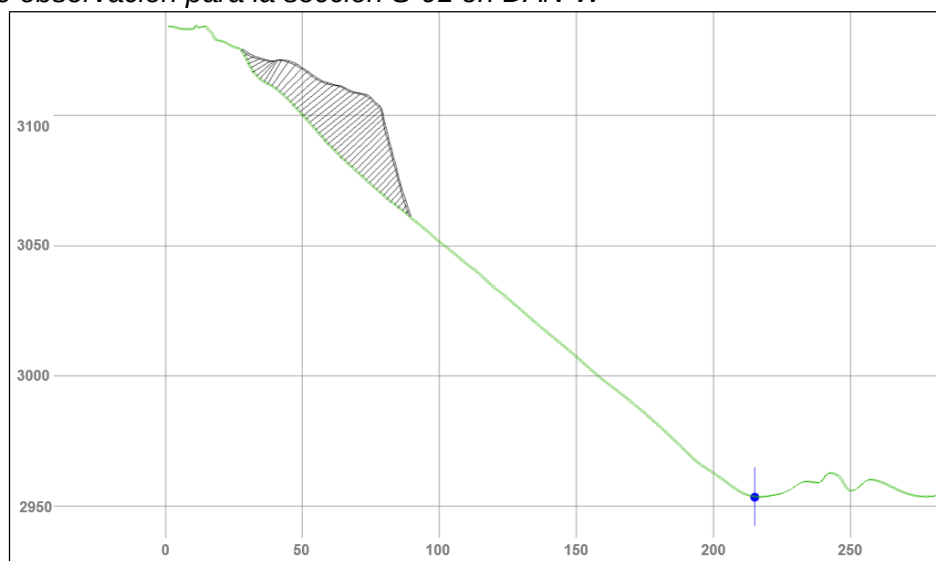
Alcances del deslizamiento para ángulos de fricción entre 30° y 43°



Nota: Elaboración propia.

Figura 83

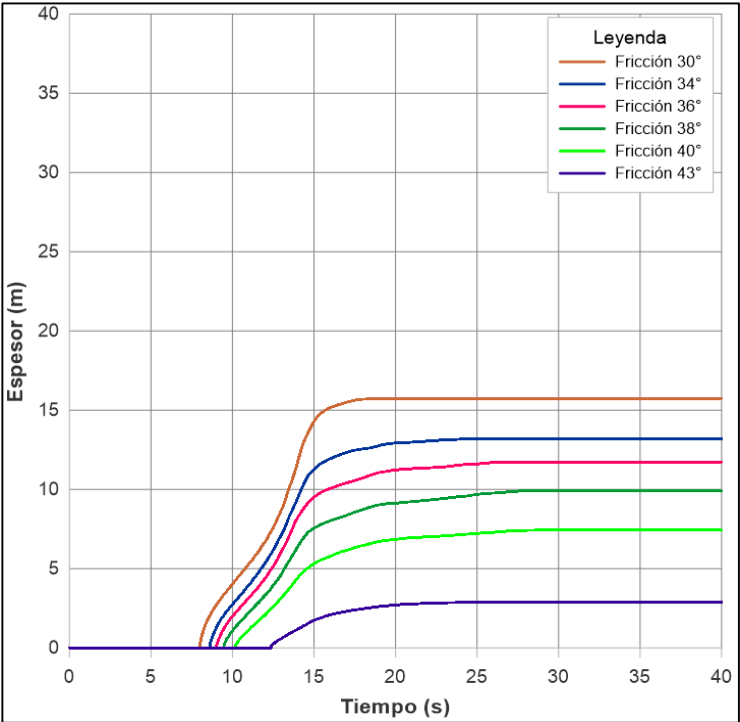
Punto de observación para la sección S-01 en DAN-W



Nota: Punto de observación colocado al pie de la topografía pre-deslizamiento, es decir, 215 m por delante del inicio de la sección de análisis. Elaboración propia.

Figura 84

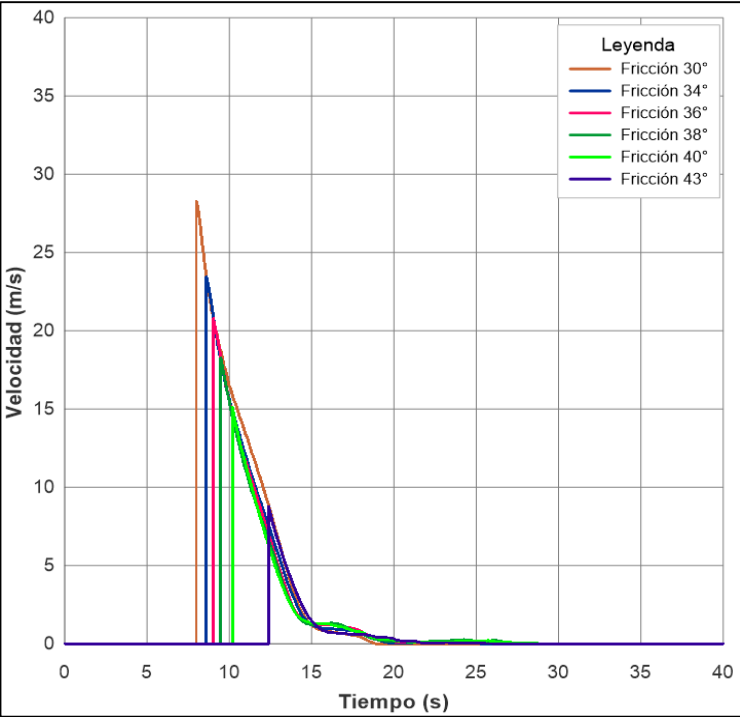
Espesor versus tiempo en el punto de observación



Nota: Elaboración propia.

Figura 85

Velocidad versus tiempo en el punto de observación



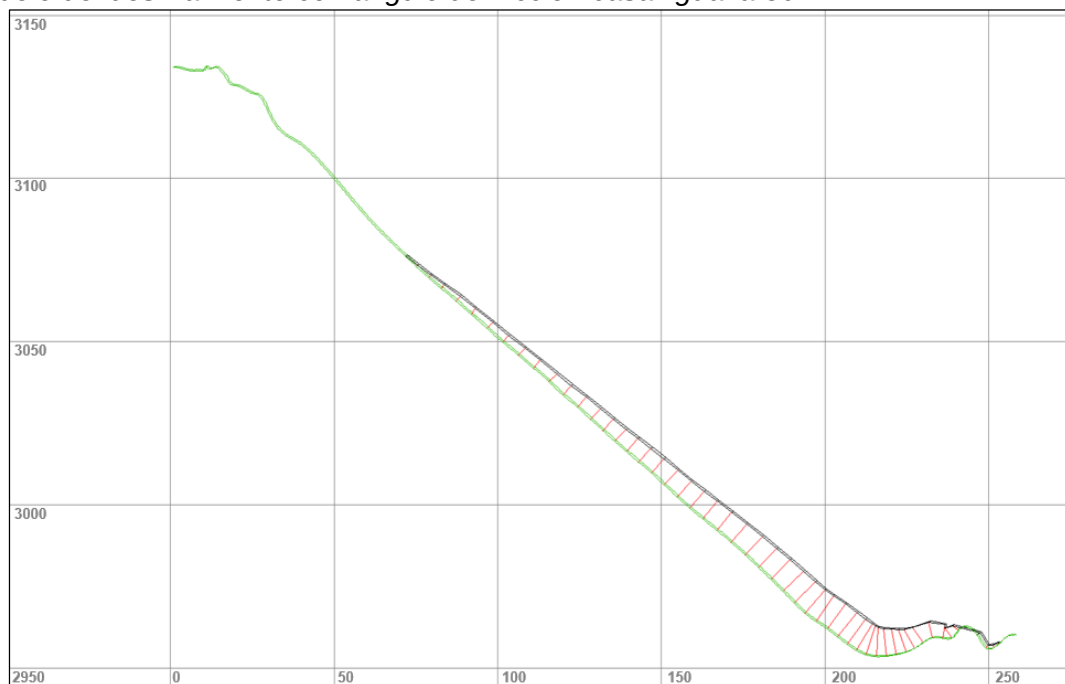
Nota: Elaboración propia.

La Figura 84 y la Figura 85 muestran que, en el rango de 8 s a 12 s desde el inicio de la simulación, se produjo la primera interacción con el punto de observación, esto concuerda con el registro de videos grabados por los pobladores. La simulación logra espesores máximos en el rango de 15 s a 20 s para todos los casos estudiados, la variación de la potencia máxima del deslizamiento en el punto observado presenta relación inversa con el ángulo de fricción, logrando espesores similares al evento real en el rango de ángulos de 34° a 36° . La Figura 85 muestra que se logran velocidades menores a medida que el ángulo de fricción se incrementa, obteniendo velocidades máximas de 28 m/s y 8 m/s con los ángulos de fricción de 30° y 43° respectivamente.

Las características del deslizamiento (velocidad, espesor y alcance) en conjunto indican que el rango de ángulos de fricción entre 34° y 38° replican de forma representativa el evento de deslizamiento. Se muestra en la Figura 86 el caso de simulación del deslizamiento con ángulo de fricción basal promedio (36°) y en la Figura 87 se muestra el reporte detallado de la simulación. En la Figura 88 se muestra la comparación del evento modelado con el deslizamiento real.

Figura 86

Modelo del deslizamiento con ángulo de fricción basal igual a 36°



Nota: Rugosidad en la base del modelo simula las condiciones de casas y árboles en el frente del avance del deslizamiento.

Figura 87

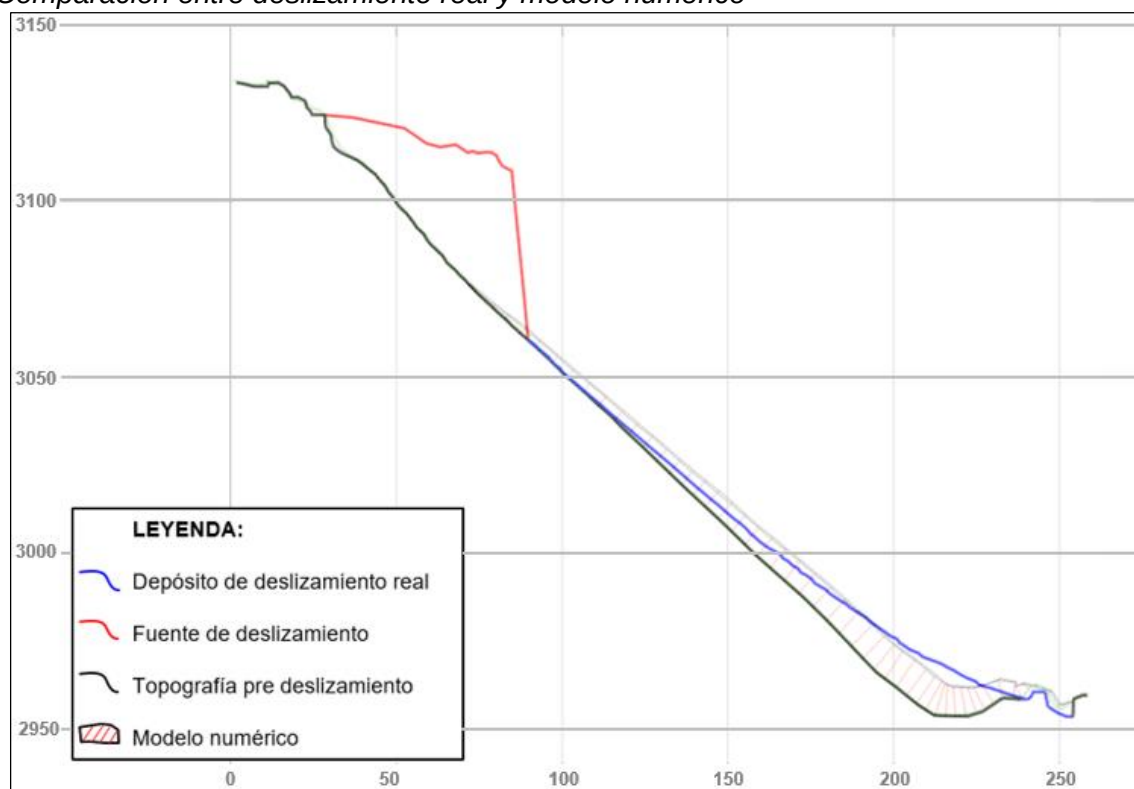
Reporte del modelo con ángulo de fricción basal igual a 36°

FRONT DISPLACEMENT: X = 253.120 Z = 2957.509 Curvilinear Displ. = 211.185 Horiz. Displ. = 164.22	SLIDE VOLUME: Initial = 1237.61 Final = 1237.61
REAR DISPLACEMENT: X = 71.80 Z = 3076.17 Curvilinear Displ. = 66.46 Horiz. Displ. = 44.29	AREA IN PLAN: Initial = 61.39 Final = 181.32 Runout not completed, V-MAX = 0.14

Nota: Desplazamiento horizontal del frente del depósito igual a 164 m, ángulo de viaje igual a 43° y el ángulo de Fahrböschung igual a 36.6°. Elaboración propia.

Figura 88

Comparación entre deslizamiento real y modelo numérico



Nota: Se muestra el buen ajuste entre el resultado del modelo y la topografía actual (posterior al deslizamiento). Elaboración propia.

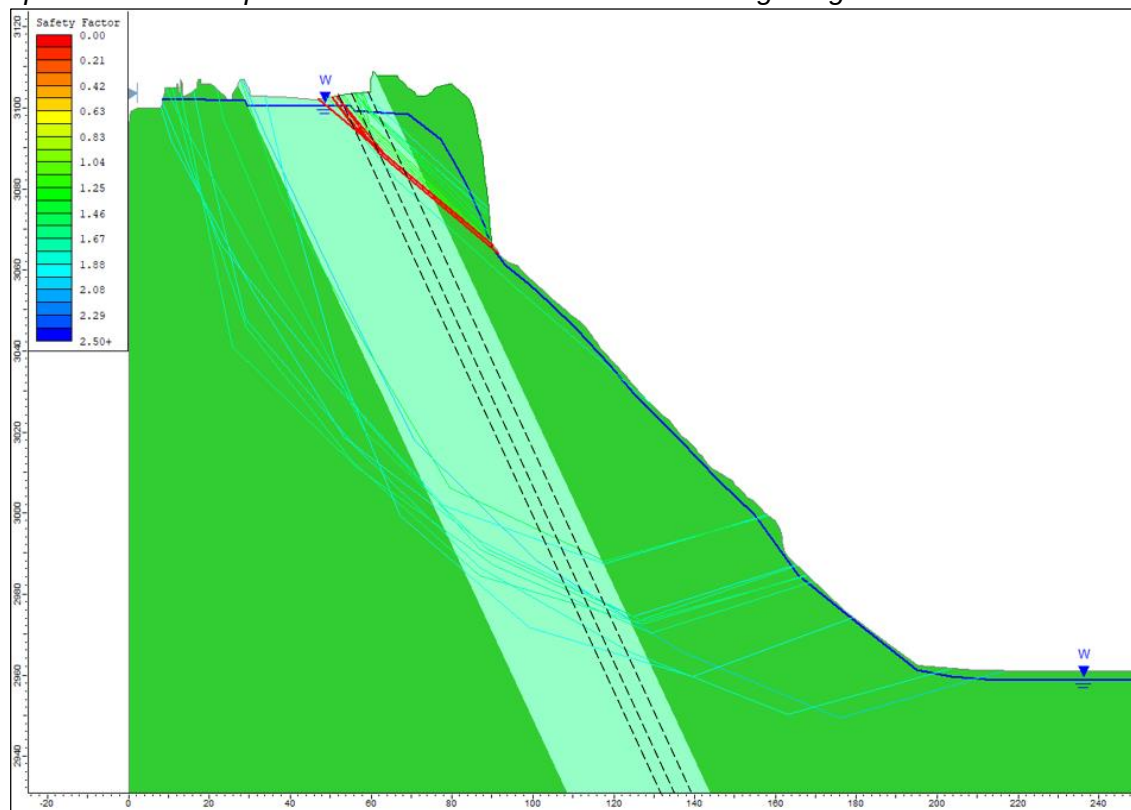
4.2.2 Análisis del deslizamiento en sección S-02

El análisis desarrollado en la sección 4.1.2 demostró que el sector sur del cerro Cruz de Shallapa es estable en las condiciones originales modeladas, incluso ante un incremento en el nivel de agua en el macizo rocoso o una variación de la ubicación del contacto geológico. No obstante, el autor llevó a cabo una sensibilidad en conjunto sobre

ambas variables (contacto geológico y nivel de agua) en la sección S-02, con el objetivo de identificar el escenario más crítico que pudiera provocar un evento de deslizamiento, caracterizado por un factor de seguridad crítico ($FS < 1.5$) y el mayor volumen de deslizamiento. La Figura 89 muestra las diferentes superficies de falla resultantes bajo distintos escenarios de ubicación del contacto geológico (indicado con líneas grises discontinuas) y en el caso máximo de incremento en el nivel de agua (ver Figura 78); tal como se observa en la Figura 89 las superficies de falla son muy parecidas entre sí y todas presentan factor de seguridad menor a 1.5 (ver Figura 90), por tal motivo el autor escogió el caso “a” de la Figura 90 para el modelamiento del deslizamiento.

Figura 89

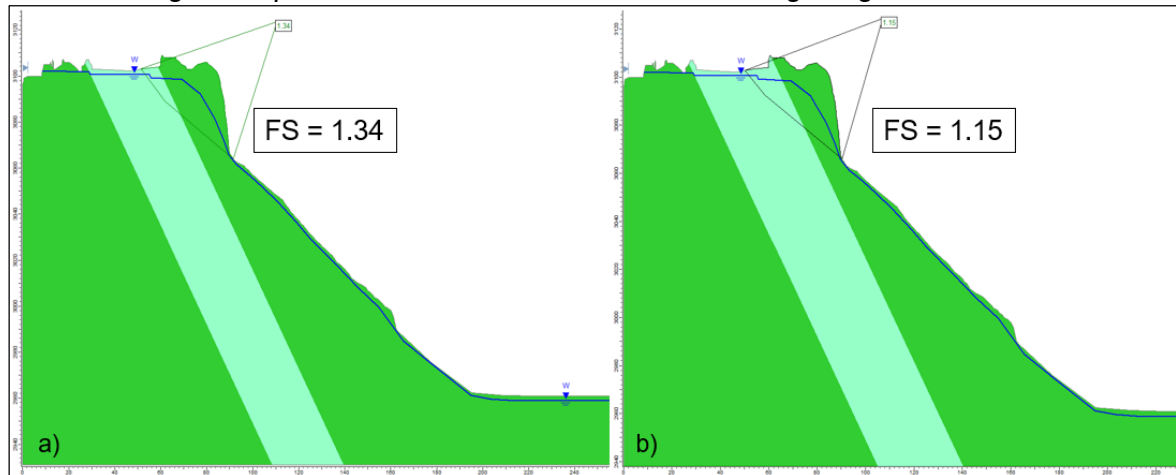
Superficies de falla para distintas ubicaciones del contacto geológico



Nota: Elaboración propia.

Figura 90

Factor de seguridad para distintas ubicaciones del contacto geológico

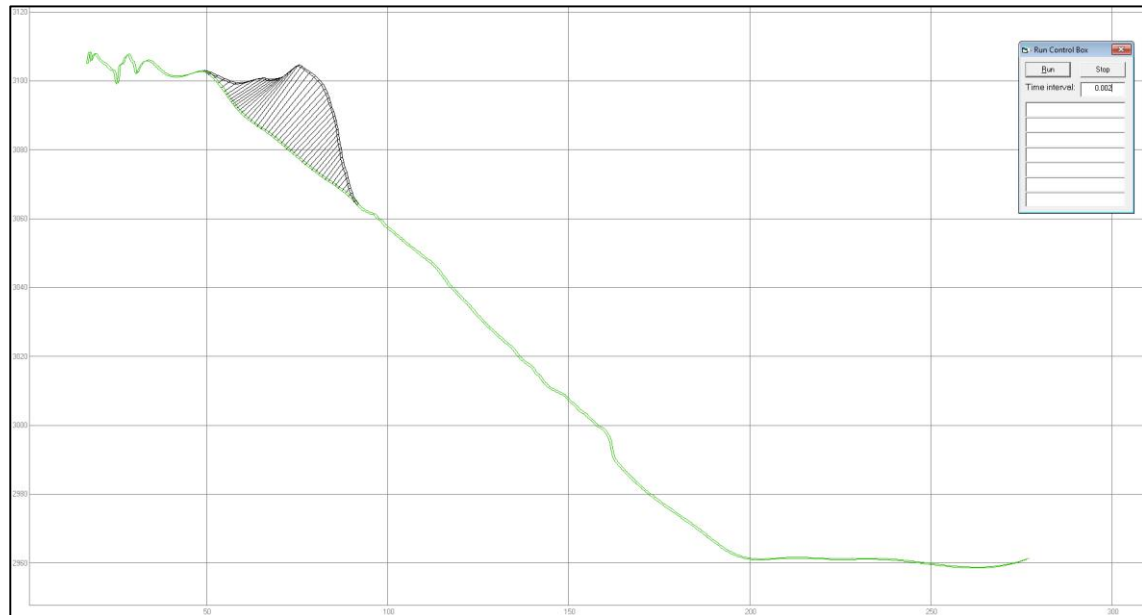


Nota: a) Análisis de estabilidad sobre caso máximo de nivel de agua y sobre 5 m delante del contacto geológico original. b) Análisis de estabilidad sobre caso máximo de nivel de agua y sobre 10 m delante del contacto geológico original. Elaboración propia.

La Figura 91 muestra la topografía actual modelada en el software DAN-W, mientras que la Figura 92 muestra el resultado del modelo de deslizamiento.

Figura 91

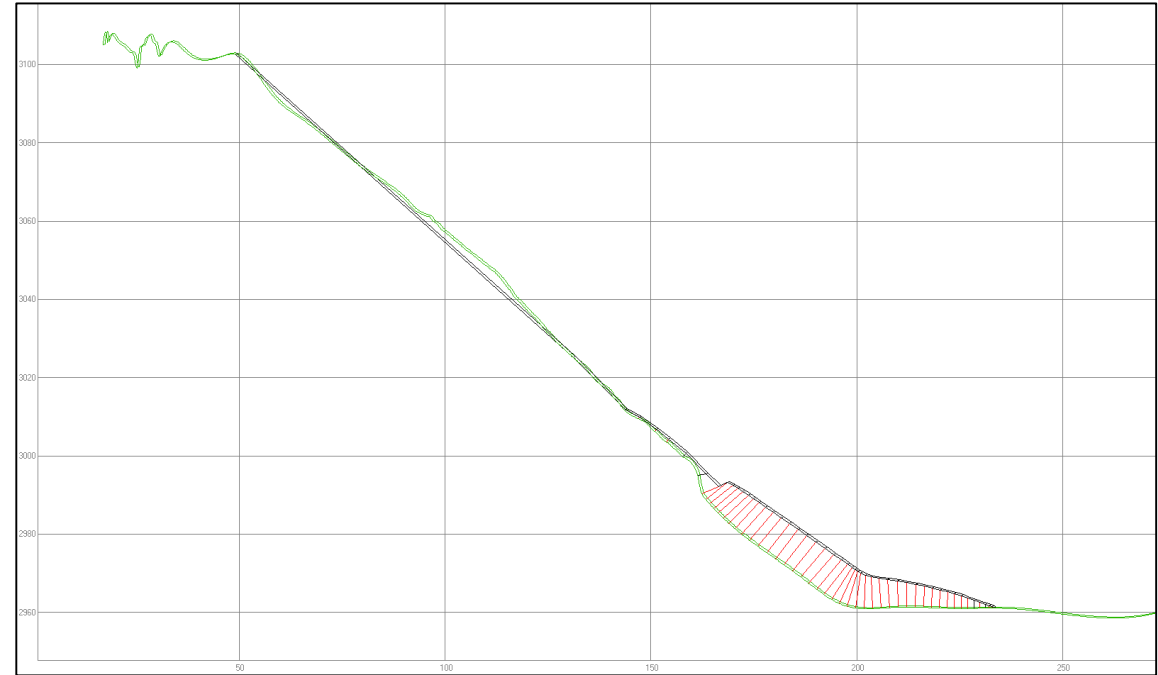
Geometría de la sección S-02 en DAN-W



Nota: Elaboración propia.

Figura 92

Modelo del deslizamiento en sección S-02



Nota: Elaboración propia.

De acuerdo con el reporte mostrado en la Figura 93, se estimó que el frente de deslizamiento se desplazaría horizontalmente 141.85 m, es decir, el deslizamiento lograría impactar las viviendas alrededor del Jirón Wiracocha, tal como se muestra en la Figura 94.

Figura 93

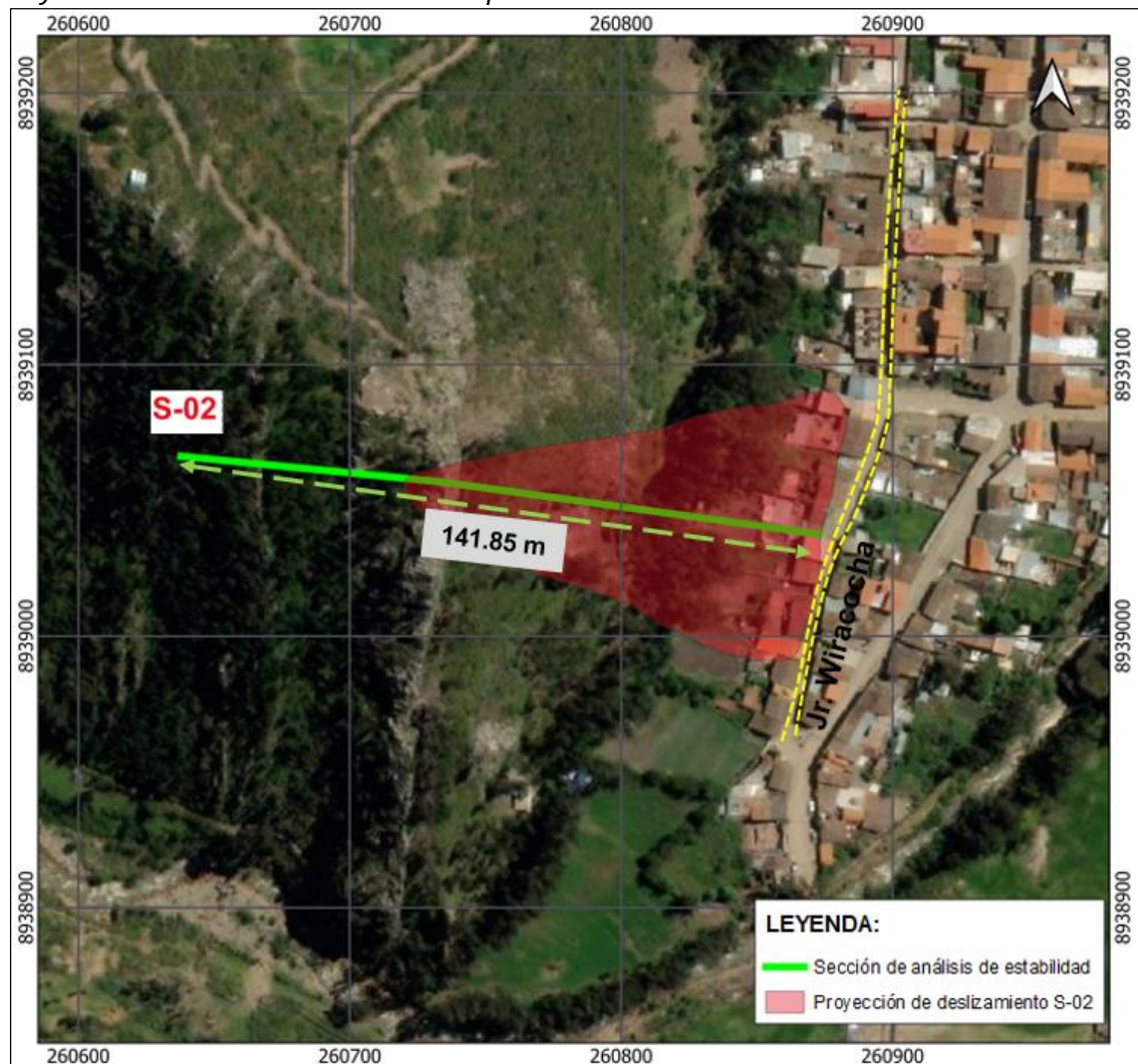
Reporte del modelo de deslizamiento en sección S-02

FRONT DISPLACEMENT:	X = 233.370	Z = 2961.066	SLIDE VOLUME:	Initial = 659.23
	Curvilinear Displ. = 185.938			Final = 659.23
	Horiz. Displ. = 141.85			
REAR DISPLACEMENT:	X = 49.05	Z = 3102.63	AREA IN PLAN:	Initial = 42.49
	Curvilinear Displ. = 0.02			Final = 184.32
	Horiz. Displ. = 0.02		Runout not completed, V-MAX = 0.45	

Nota: Elaboración propia.

Figura 94

Proyección de deslizamiento sobre la población de Chavín de Huantar



Nota: Elaboración propia.

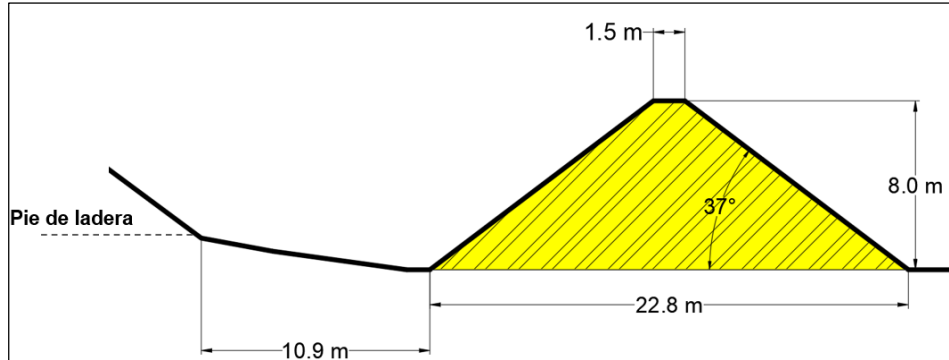
4.2.2.1 Análisis de deslizamiento en sección S-02 (caso con berma de contención). Se modela el deslizamiento con la colocación de una berma de contención con alturas de berma de 6 m y 8 m, ubicada a una distancia horizontal de 10.9 m por delante del pie del talud.

Se comprueba en los casos analizados que la berma de contención de 6 m es rebasada en cantidades mínimas por material de deslizamiento, probablemente debido a la cercanía con el pie de la ladera, sin embargo, una berma de 8 m contiene el material de deslizamiento al 100 %.

En la Figura 95 se muestra un ejemplo de diseño de berma, con ángulo de reposo de 37° y altura igual a 8 m. En la Figura 96 se muestra los resultados de la simulación del deslizamiento con una berma de contención de 8 m de altura.

Figura 95

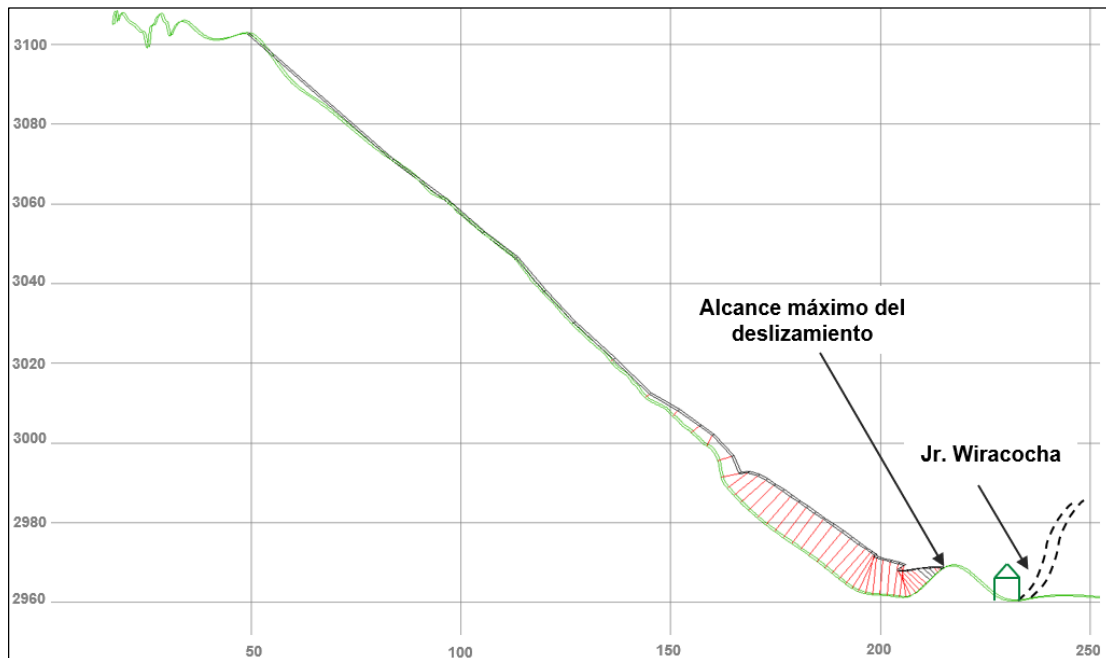
Diseño de berma de contención



Nota: Elaboración propia.

Figura 96

Resultado del modelo de deslizamiento con berma de contención de altura 8 m



Nota: Elaboración propia.

4.3 Propuestas de ingeniería

Los análisis realizados en la presente tesis demuestran que el talud rocoso es estable. En las visitas al campo se observaron en los alrededores de la zona de estudio algunas grietas de tracción, especialmente en el sector norte del actual deslizamiento (en el suelo residual) y debido a la carencia de información suficiente del talud estudiado se

prevé la necesidad de implementar medidas de control ante un inesperado deslizamiento en zonas aledañas.

Se proponen las siguientes medidas de control, complementarias entre sí:

- Instalación de seis prismas en el talud (roca y suelo) y el monitoreo de desplazamientos de los prismas con estación total manual, con una frecuencia de lectura de 4 horas.

- Levantamiento topográfico con dron, complementado con puntos de control en el terreno de interés, con una periodicidad de ejecución semanal o quincenal de los planes de vuelo.

En cuanto a la viabilidad de las medidas de control en relación con los costos implicados, se puede mencionar que el levantamiento topográfico mediante el uso de drones es la opción más económica. La comparación entre topografías entregadas por el modelo fotogramétrico brindará una idea de hacia donde el talud se está asentando o deslizando, sin embargo, para establecer los desplazamientos máximos permitidos en el talud o la predicción del tiempo de ocurrencia de un deslizamiento, será necesaria la información proveniente de los prismas.

Adicional a las medidas de control presentadas, se puede mencionar las medidas de prevención recomendadas ante un suceso de deslizamiento:

- Bermas o muros de contención, deberán ser contruidos longitudinalmente a lo largo de toda el área de impacto y con la geometría propuesta en la Figura 95, el material de construcción deberá ser material grueso de desmonte (e.g., material del deslizamiento) y deberá ser compactado en su proceso de construcción. Esta medida de prevención es económica y no implica dificultad para su construcción.

- Barreras dinámicas, es una técnica eficaz que actúa como una red de contención de material de deslizamiento (flujo de detritos y avalancha de rocas) y se fabrica con acero de alta resistencia, soportando energías de hasta 3000 kJ. Esta medida de prevención es de fácil instalación, no obstante, es de alto costo.

A continuación, en la Tabla 21 y Tabla 22 se proponen los costos estimados para la ejecución de los programas de medidas de control y de prevención respectivamente, cabe resaltar que los costos estimados para las medidas de control no contemplan la mano de obra, puesto que será un trabajo continuo y podría ser ejecutado por aproximadamente dos empleados de la municipalidad de Chavín de Huantar que sean capacitados por profesionales en el uso de los instrumentos mencionados y de esta forma disminuir los costos estimados del monitoreo constante del cerro Cruz de Shallapa.

Tabla 21

Costos estimados de los instrumentos de medidas de control

Instrumento	Precio unitario (\$)	Unidades	Precio total (\$)
Prisma	200	6	1200
Estación total manual	7000	1	7000
Dron	3500	1	3500
Total	-	-	12100

Nota: Los precios de los instrumentos son referenciales y podrían variar de acuerdo con marca y modelo.

Tabla 22

Costos estimados de la ejecución de medidas de prevención

Instrumento	Precio unitario (\$)	Metros lineales	Precio total (\$)
Barrera dinámica	300	300	90000
Bermas de contención	120	300	36000

Nota: Los costos de la berma de contención dependerá netamente de la destreza del personal asignado al trabajo y de la disponibilidad del material cercano al área de trabajo.

Conclusiones

El área estudiada se encuentra políticamente ubicada en el distrito de Chavín de Huantar, provincia de Huari, región Ancash; en la margen izquierda de los ríos Mosna y Huachesca.

La geomorfología de la zona de estudio está influenciada por la presencia de un anticlinal, cuyo flanco derecho configura la topografía local. La litología está conformada por areniscas cuarzosas y lutitas carbonosas de las Formaciones Oyón y Chimú, pertenecientes al Cretácico inferior, y depósitos coluvio-deluviales del Cuaternario.

El macizo rocoso presenta un grado moderado de meteorización, condicionado por el buzamiento casi vertical de los estratos, que facilita la infiltración del agua de lluvia a través de sus discontinuidades.

La alteración causada por el agua fue uno de los factores que contribuyeron a la reducción de la resistencia al corte del macizo rocoso (roca y estructura), debido al incremento anual del 20 % en la precipitación máxima acumulada desde el año 2020.

La lutita ha formado una potencia de suelo areno arcilloso que presenta una alta capacidad de retención de agua, originando el incremento de presiones de poros, y afectando su resistencia al corte y la estabilidad geotécnica.

La superficie de deslizamiento atravesó la arenisca cuarzosa y la lutita carbonosa de la Formación Oyón.

El deslizamiento se produjo en el periodo de época seca del distrito Chavín de Huantar.

El deslizamiento del talud superior se produce como un conjunto de dos eventos. El primer evento se origina en la roca arenisca a través de una familia de discontinuidades con buzamiento promedio alrededor de 44°. El segundo evento de deslizamiento ocurre inmediatamente después en la roca lutita en respuesta a su baja competencia geotécnica.

Las propiedades pico de resistencia de las discontinuidades de la roca arenisca son cohesión y ángulo de fricción iguales a 300 kPa y 33° respectivamente, estas

propiedades de resistencia garantizan la estabilidad de la familia de discontinuidades sub verticales del macizo rocoso.

Las propiedades de cohesión y ángulo de fricción de la lutita en el instante del fallamiento son iguales a 40 kPa y 20° respectivamente.

Debido al deslizamiento, el talud rocoso superior se ha estabilizado y se confirma por la sección geotécnica S-02 que tuvo un factor de seguridad igual a 1.72.

La estabilidad del talud rocoso está débilmente influenciada por los incrementos en el nivel freático y moderadamente influenciada por la ubicación del contacto geológico entre la roca arenisca y la roca lutita en profundidad.

El “*back analysis*” de la sección S-01 demuestra que, un ángulo de fricción interna promedio igual a 36° en el software DAN W, representa correctamente la dinámica del deslizamiento.

La sección S-02 revela que, en caso de un deslizamiento, este podría alcanzar el Jirón Wiracocha, con la probable consecuencia de pérdidas humanas y un impacto significativo en la población, repitiendo así eventos adversos anteriores.

Una berma ubicada a 10.9 m por delante del pie del talud, con altura mayor de 8 m y ángulo de reposo igual a 37°, lograría contener la totalidad de material de un deslizamiento.

El shotcrete aplicado al terreno por el Gobierno Regional de Ancash ha mejorado significativamente la estabilidad del talud rocoso; al llenar grietas y vacíos evitará la reducción de resistencia por acción del agua en las discontinuidades del macizo rocoso.

Recomendaciones

Construir una berma de contención de 8 m de altura, como medida preventiva frente a un posible deslizamiento.

Diseñar e implementar un plan integral de monitoreo geotécnico que incluya levantamientos topográficos de alta precisión con drones, con frecuencia de vuelo semanal y complementados con puntos de control en el terreno de interés, además se recomienda el monitoreo sistemático de desplazamientos con prismas reflectores, registrados con estaciones totales manuales cada 4 horas.

Realizar ensayos de corte directo sobre discontinuidades naturales de la roca arenisca para reconfirmar la estabilidad del talud ante un posible fallamiento planar.

Continuar la investigación de la arenisca mediante ensayos de laboratorio tipo compresión simple, triaxiales y tracción indirecta; que permitirán determinar de forma más precisa las propiedades de resistencia al corte de la arenisca.

Identificar la ubicación exacta de los contactos geológicos y del nivel agua mediante pruebas indirectas en el subsuelo, como la tomografía eléctrica.

Establecer un adecuado control de aguas superficiales y subterráneas mediante la construcción de canales o cunetas de drenaje.

Realizar un estudio geotécnico en la ladera norte del deslizamiento actual, donde se han identificado múltiples grietas extensionales tanto en el camino de herradura como en las zonas elevadas.

Referencias bibliográficas

- Aaron, J., McDougall, S., & Nolde, N. (2019). Two methodologies to calibrate landslide runout models. *Landslides* 16, 907–920. <https://doi.org/10.1007/s10346-018-1116-8>.
- Aaron, J., Hungr, O., Stark, T., & Baghdady, A. (2017a). Oso, Washington, Landslide of March 22, 2014: Dynamic Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001748](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001748).
- Aaron, J. (2017b). *Advancement and calibration of a 3D numerical model for landslide runout analysis* [Doctoral dissertation, University of British Columbia]. Library of thesis and dissertations of the University of British Columbia. <https://doi.org/10.14288/1.0357191>.
- Asencios, A., y Gregorio, A. (2021). *Influencia del arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de taludes a escala global de tajos abiertos mediante la metodología de elementos finitos (FEM)* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio de tesis PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/18318>.
- Ayotte, D., & Hungr, O. (2000). Calibration of a runout prediction model for debris flows and avalanches. *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, 505-514.
- Barnes, H. (2000). *A Handbook of Elementary Rheology*. University of Wales Institute of Non-Newtonian Fluid Mechanics. <http://lib.uhamka.ac.id/file?file=digital/ebooks/eBST-03080073.pdf>
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10, 1-54. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.

- Celi, J., y Tanta, F. (2019). *Modelamiento y simulación de la Quebrada Llocllamayo para control de flujo de escombros - Región de Puno* [Tesis de pregrado, Universidad Ricardo Palma]. Repositorio institucional de la Universidad Ricardo Palma.
<https://hdl.handle.net/20.500.14138/2649>.
- Cobbing, E., Sánchez, A., Martínez, W., y Zárate, H. (1996). Geología de los cuadrángulos de Huaraz, Recuay, La Unión, Chiquián y Yanahuanca. INGEMMET, Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional, 76, 297 p. <https://hdl.handle.net/20.500.12544/199>.
- Cruden, D., & Varnes, D. (1996). Landslides types and process. *Turner, A.K. and Shuster, R.L., Eds., Landslides: Investigation and Mitigation, Transportation Research Board, 247*, 36-75. <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/sr/sr247/sr247-003.pdf>.
- Deere, D., & Miller, R. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:129485360>.
- Eberhardt, E. (2012). The Hoek–brown failure criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 981–988. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>.
- Fossen, H. (2016). *Structural Geology*. Cambridge: Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/9781107415096>.
- Gobierno Regional de Ancash. (2022). Informe de evaluación de riesgo por deslizamiento en el cerro Cruz de Shallapa del distrito de Chavín de Huántar, provincia de Huarí del departamento de Ancash.
<https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/15401>.
- Gonzalez de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación.
- Hencher, S., & Richards, L. (1982). The basic frictional resistance of sheeting joints in Hong Kong granite. *Hong Kong Engineer*, 11(2), 21–25.
<https://www.hencherassociates.com/downloads-and-resources/site-investigation/shear-strength-of-rock-discontinuities/>.
- Herrera, E., y Solórzano, L. (2020). Estabilidad de taludes del tajo abierto Jéscica considerando el macizo rocoso isotrópico y anisotrópico. *Revista del Instituto de*

- Investigación de la Facultad de Minas, Metalurgia y Ciencias geográficas*, 23(46), 37 – 43. <https://doi.org/10.15381/iigeo.v23i46.17331>.
- Highland, L., & Bobrowsky, P. (2008). *The Landslide Handbook: A Guide to understanding landslides*. United States Geological Survey and Geological Survey of Canada. https://pubs.usgs.gov/circ/1325/pdf/C1325_508.pdf.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, 33(3), 187–223. <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1983.33.3.187>.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2, 4-16. <https://isrm.net/download/media.file.afcfaa77c2928214.313333323136393339396973726d5f6e6577736a6f75726e616c5f2d5f313939342c5f766f6c756d655f322c5f6e756d.pdf>.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering: Third edition*. CRC Press.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Underground excavations in rock*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781482288926>.
- Hoek, E., & Brown, E. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445–463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>.
- Hoek, E., Carranza, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion, 2002 edition. *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference*, 1, 267–273. <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Hoek-Brown-Failure-Criterion-2002.pdf>
- Hoek, E., Kaiser, P., & Bawden, W. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b16978>.
- Huang, J., & Poullain, J. (2020). *Laboratory testing and Interpretation of Rock Properties*. https://pdhonline.com/courses/c264/FHWA_NHI_01_031_ch10.pdf.

- Hungr, O. (1995). A model for the analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(4), 610-623.
<https://doi.org/10.1139/t95-063>.
- Hungr, O., & Evans, S. (1996). Rock avalanche run out prediction using a dynamic model. *Proceeding of 7th International Symposium on Landslides*, 1, 233-238.
- Hungr, O., & Evans, S. (2004). Entrainment of debris in rock avalanches: An analysis of a long run-out mechanism. *GSA Bulletin*; 116(9-10), 1240–1252.
<https://doi.org/10.1130/B25362.1>.
- Hussain, M., Stark, T., & Akhtar, K. (2010). Back-Analysis Procedure for Landslides. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering*.
<http://tstark.net/wp-content/uploads/2012/10/CP98.pdf>.
- INGEMMET. (2022). *Evaluación de peligros geológicos en el cerro Cruz de Shallapa y su influencia en la localidad de Chavín de Huántar* (Informe técnico N° A7280).
<https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/14411>.
- INGEMMET. (2023). *Peligros geológicos y zonas críticas entre Chavín de Huántar y Pomachaca* (Informe técnico N° A7361).
<https://repositorio.ingemmet.gob.pe/handle/20.500.12544/4385>.
- Karzulovic, A. (2006). *Fundamentals of Geomechanics* (in Spanish), lecture notes. Universidad de los Andes.
- Kim, B., Cai, M., Kaiser, P., & Yang, H. (2007). Estimation of block sizes for rock masses with non-persistent joints. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 40(2), 169–192.
<https://doi.org/10.1007/s00603-006-0093-8>.
- Leon, V. (2023). *Caracterización geotécnica para determinar la calidad del macizo rocoso del Cerro Cruz de Shallapa distrito de Chavín de Huántar, provincia de Huari Ancash – 2022* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo]. Repositorio institucional de UNASAM.
<http://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/5477>.

- Li, A., Lo, V., & Cassidy, M. (2016). Back analysis for slope failures in rock. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(26), 967–970.
<https://doi.org/10.3208/jgssp.oth-01>.
- Liu, R., Han, Y., Xiao, J., & Wang, T. (2020). Failure mechanism of TRSS mode in landslides induced by earthquake. *Scientific Reports*, 10.
<https://doi.org/10.1038/s41598-020-78503-y>.
- Malkowski, P. (2015). Behaviour of joints in sandstones during the shear test. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, 12(4), 399-410.
<http://dx.doi.org/10.13168/AGG.2015.0034>.
- Maliva, R. (2016). *Aquifer Characterization Techniques*. Springer International Publishing.
<https://link.springer.com/book/10.1007/978-3-319-32137-0>.
- Mandal, J., Narwal, S., & Gupte, S. (2017). Back analysis of failed slopes - A case study. *International Journal of Engineering Research & Technology*, 6(5), 1070-1078.
<https://www.ijert.org/research/back-analysis-of-failed-slopes-a-case-study-IJERTV6IS050366.pdf>.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *ISRM International Symposium*.
<https://onepetro.org/ISRMIS/proceedings-abstract/IS00/All-IS00/ISRM-IS-2000-035/50905>.
- Martin, C., & Chandler, N. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(6), 643–659. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)90005-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)90005-1).
- McDougall, S. (2006). *A new continuum dynamic model for the analysis of extremely rapid landslide motion across complex 3D terrain* [Doctoral dissertation, University of British Columbia]. Library of thesis and dissertations of the University of British Columbia.
<https://open.library.ubc.ca/soa/cIRcle/collections/ubctheses/831/items/1.0052928>.

- McDougall, S. (2017). 2014 Canadian Geotechnical Colloquium: Landslide runout analysis - current practice and challenges. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(5), 605-620. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0104>.
- McKinnon, M. (2010). *Landslide runout: statistical analysis of physical characteristics and model parameters* [Thesis of master degree, University of British Columbia]. Library of Thesis and dissertations of the University of British Columbia. <https://doi.org/10.14288/1.0052933>.
- Ministerio de Cultura. (2020). Plan de manejo de Chavín de Huantar. <https://transparencia.cultura.gob.pe/sites/default/files/transparencia/2020/11/resoluciones-ministeriales/rm292-2020-dm-mc-anexo.pdf>.
- Mikhail, E., Bethel, J., & McGlone, J. (2001). *Introduction to modern photogrammetry*. Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780471721458>.
- Nagendran, S., & Mohamad, M. (2021). Probabilistic and sensitivity analysis of rock slope using anisotropic material models for planar failures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(3), 1979–1995. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01600-2>.
- Newmark, N. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139>.
- Pirulli, M. (2005). *Numerical modelling of landslide runout. A continuum mechanics approach* [Doctoral dissertation, Politecnico Di Torino]. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:108019498>.
- Pirulli, M., & Mangeney, A. (2008). Results of back-analysis of the propagation of rock avalanches as a function of the assumed rheology. *Rock Mech Rock Eng*, 41(1), 59–84. <https://doi.org/10.1007/s00603-007-0143-x>.
- Pirulli, M., Colombo, A., & Scavia, C. (2011). From back-analysis to run-out prediction: a case study in the Western Italian Alps. *Landslides*, 8(2), 159–170. <https://doi.org/10.1007/s10346-010-0248-2>.
- Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CSIRO Publishing.

- Sangeeta, S., & Maheshwari, B. (2016). Slope stability evaluation by different limit equilibrium methods. *Indorock* 2016.
- Sanhueza, C., y Rodriguez, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la Construcción*, 12(1), 17-29. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-915X2013000100003>.
- Servicio Nacional de Metereología e Hidrología del Perú. (2023). Datos/Datos Hidrometeorológicos. <https://www.senamhi.gob.pe/?p=estaciones>.
- Shu, H., Liu, D., Tian, L., Ma, J., & Wang, G. (2014). Study of the Dynamic Characteristics of Landslides Based on the DAN-W Model. *Advanced Materials Research*, 1073, 1567–1573. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amr.1073-1076.1567>.
- Tse, R., & Cruden, D. (1979). Estimating joint roughness coefficients. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16(5), 303-307. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)90241-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)90241-9).
- Valiente, S., Sobrecases, S., y Díaz, A. (2015). Estabilidad de taludes, conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Revista Civilizate*, 7(12), 50-54. <http://hdl.handle.net/10251/76781>
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. *Transportation Research Board Special Report*, (176), 11-33. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/sr/sr176/176-002.pdf>.
- Vivanco, S., y Gómez, J. (2016). *Caracterización geológica-geotécnica y monitoreo geodésico (EDM) del deslizamiento rotacional en el centro poblado de Cuenca, distrito de Cuenca, provincia Huancavelica, Región Huancavelica*. Congreso Peruano de Geología, Lima, Perú. <https://app.ingemmet.gob.pe/biblioteca/pdf/CPG18-168.pdf>.
- Wang, G., & Sassa, K. (2002). Post-failure mobility of saturated sands in undrained load-controlled ring shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(4): 821–837. <https://doi.org/10.1139/t02-032>.

- Wyllie, D., & Mah, C. (2004). *Rock Slope Engineering: Fourth Edition (4th ed.)*. CRC Press.
<https://doi.org/10.1201/9781315274980>.
- Xing, A., Wang, G., Li, B., Jiang, Y., Feng, Z., & Kamai, T. (2015). Long-runout mechanism and landsliding behaviour of large catastrophic landslide triggered by heavy rainfall in Guanling, Guizhou, China. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(7), 971–981.
<https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0122>.
- Yang, L., Wang, W., Zhang, N., & Wei, Y. (2020). Characteristics and numerical runout modeling analysis of the Xinmo landslide in Sichuan, China. *Earth Sciences Research Journal*, 24(2), 169-181. <https://doi.org/10.15446/esrj.v24n2.78990>.
- Yang, L., Wei, Y., Wang, W., & Zhu, S. (2019). Numerical runout modelling analysis of the loess landslide at Yining, Xinjiang, China. *Water* 2019, 11(7), 1324.
<https://doi.org/10.3390/w11071324>.

Anexos

Anexo 1: Resultados de laboratorio de rocas	1
Anexo 2: Resultados de laboratorio de suelos.....	5
Anexo 3: Estaciones geomecánicas.....	11



Informe: N° 073/22/LMR/UNI
Empresa: GEOPROYECTOS INGENIEROS SAC
Proyecto: "ESTUDIO DE EVALUACION DE RIESGOS DEL DISTRITO DE CHAVIN DE HUANTAR"
Fecha: 24/08/2022

ENSAYO DE COMPRESION UNIAXIAL

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D2938-95, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Carga de rotura (kN)	Resistencia a la Compresión Uniaxial (kg/cm ²)	Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)
R1	4.07	8.16	263.2	2064	202.4

ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA (Brasilero)

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D3967-95, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Carga (kN)	Resist. a la tracción (kg/cm ²)	Resist. a la tracción (MPa)
R1	5.36	2.94	34.5	142	13.9
	5.36	2.91	32.7	136	13.3
	5.36	2.80	33.8	146	14.3
	PROMEDIO			142	13.9

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Los ensayos se realizaron sobre discontinuidad con caras paralelas a la dirección de corte, según norma ASTM D5607-95, dando los siguientes resultados.

Muestra	Tipo de discontinuidad	Esfuerzo Normal (MPa)	Esfuerzo de Corte (MPa)	Cohesión (MPa)	Angulo de Fricción (°)
R1	Simulada	1.10	0.70	0.103	28.05
		2.21	1.27		
		3.31	1.86		
		4.42	2.46		
		5.52	3.05		

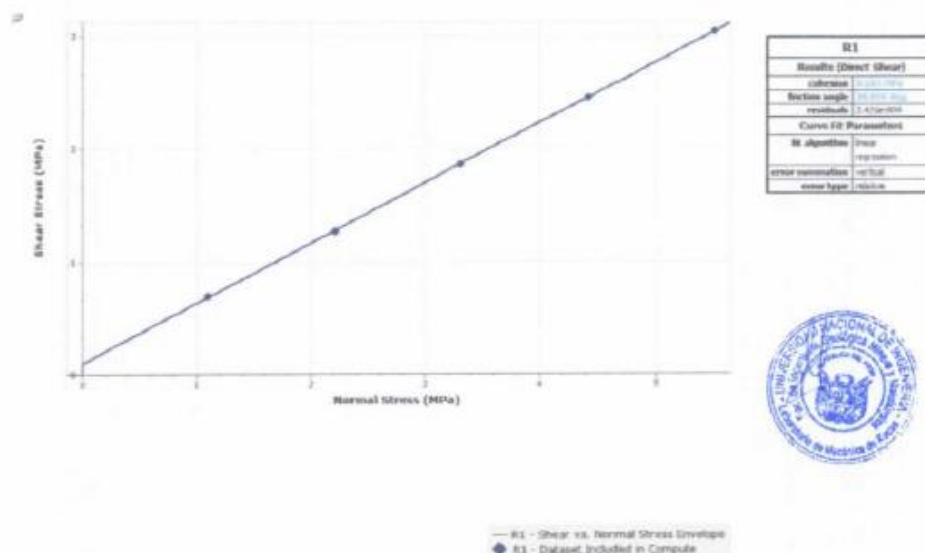
Nota:

- La empresa solicitante es responsable de la toma de muestra en campo.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el solicitante.





GRAFICOS: ENSAYO CORTE DIRECTO





FOTOS: COMPRESION UNIAXIAL

Muestra: R1

Antes



Después



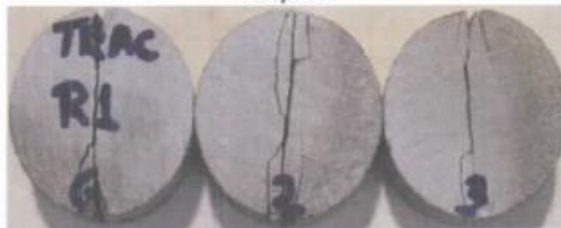
FOTOS: TRACCION INDIRECTA

Muestra: R1

Antes



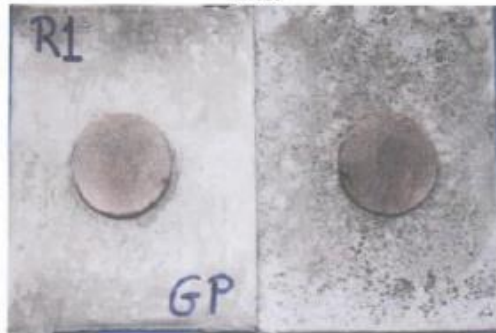
Después





FOTOS: CORTE DIRECTO

Muestra: R1
Antes



Después





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FÍSICAS

(ASTM - D2216; D6913; D4318; D4943; D2487; D-3282)

Informe : LG22-045
Solicitante : EDUARDO AGÜERO
Proyecto : Estudio de Evaluación de riesgos del distrito de Chavín de Huantar

Fecha : Agosto, 2022

Ubicación : Dist. Chavín de Huantar, Prov. Huari, Región Huaraz

Sondaje : D - 1
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 0.50

Hoja : 1 de 1

Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	94.0
Nº 4	4.750	83.9
Nº 10	2.000	64.6
Nº 20	0.850	45.2
Nº 40	0.425	35.4
Nº 60	0.250	31.6
Nº 100	0.150	28.6
Nº 140	0.106	26.2
Nº 200	0.075	24.2

Contenido de humedad - D2216	(%)	1.4
Límites de consistencia D4318		
Límite Líquido	(%)	24
Límite Plástico	(%)	15
Índice de Plasticidad	(%)	9
Límite de Contracción - D4943	(%)	---
Resultados de granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"]	(%)	16.1
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4]	(%)	59.7
Finos [ϕ < Nº 200]	(%)	24.2

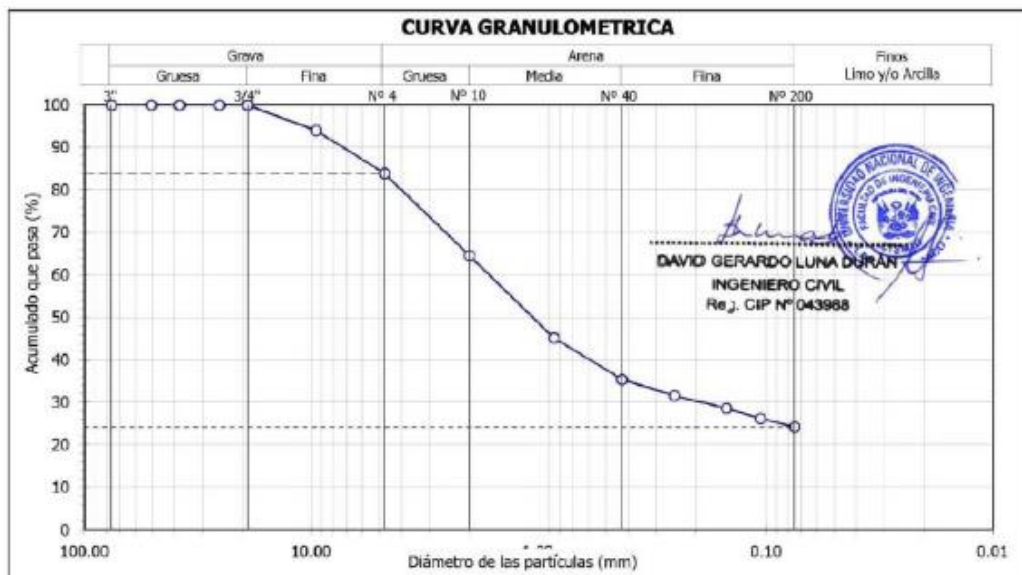
Clasificación - D3282 / D2487

AASHTO SUCS

A-2-4 (0)

SC

Arena arcillosa con grava



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589
Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO

(ASTM - D1557 "A")

Informe : LG22-045
Solicitante : EDUARDO AGÜERO
Proyecto : Estudio de Evaluación de riesgos del distrito de Chavín de Huantar

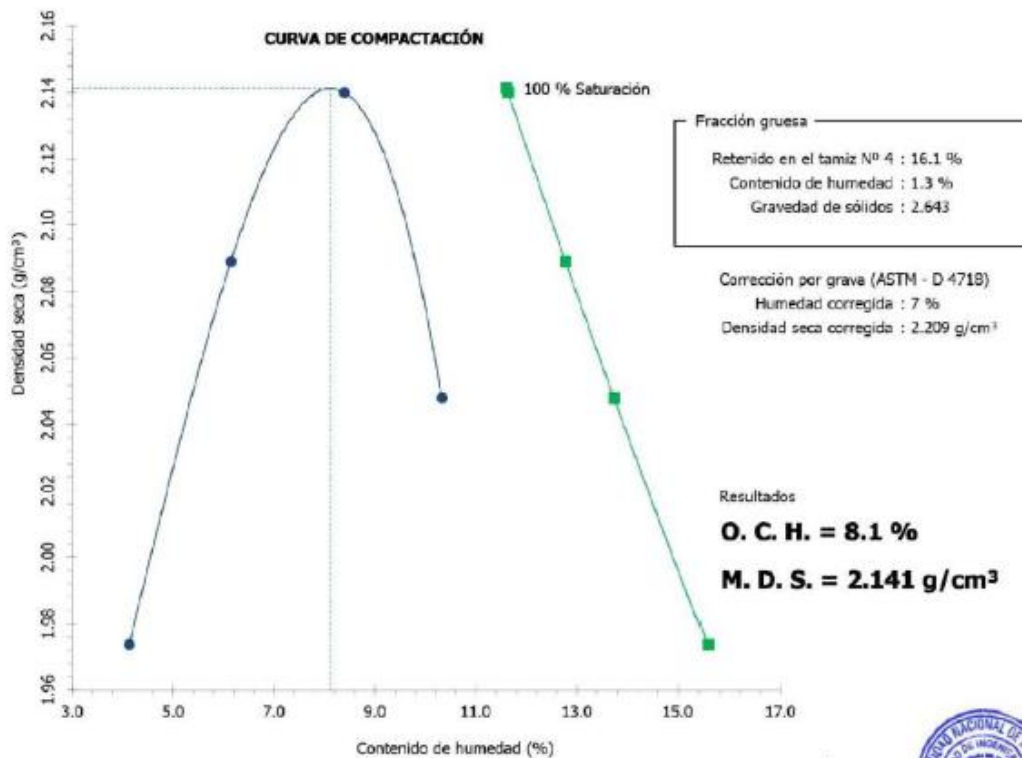
Fecha : Agosto, 2022

Ubicación : Dist. Chavín de Huantar, Prov. Huarí, Región Huaraz

Sondaje : D - 1
Muestra : M - 1
Prof. (m) : 0.50

Hoja : 1 de 1
AASHTO : A-2-4 (0)
SUCS : SC / Arena arcillosa con grava

Fracción fina				
- Material que pasa el Tamiz N° 4				
- Martillo manual				
Acumulado que pasa : 83.9 %				
Gravedad de sólidos : 2.85				
Humedad (%) :	4.1	6.1	8.4	10.3
Densidad seca (g/cm³) :	1.974	2.089	2.140	2.048
Humedad al 100% de Sat. (%) :	15.6	12.8	11.6	13.7



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589.
Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DAVID GERARDO LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 043968



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Informe : LG22-045
Solicitante : EDUARDO AGÜERO
Proyecto : Estudio de Evaluación de riesgos del distrito de Chavín de Huantar

Fecha : Agosto, 2022

Ubicación : Dist. Chavín de Huantar, Prov. Huari, Región Huaraz

Sondaje : D - 1
Muestra : M - 1
Prof. (m) : 0.50
Estado : Remoldeado / Humedecido
Velocidad : 0.25 mm/min
AASHTO : A-2-4 (0)
SUCS : SC / Arena arcillosa con grava
Hoja : 1 de 4

ESFUERZO NORMAL : 1 kg/cm²

Datos del espécimen

Diámetro : 6 cm
Altura : 2.5 cm

Contenido de humedad

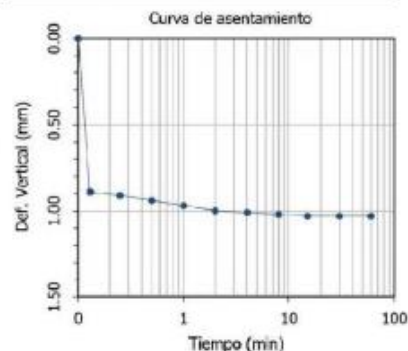
Inicial : 3.7 %
Final : 14.9 %

Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	25.000	1.930
0.13	0.890	24.110	2.001
0.25	0.910	24.090	2.003
0.5	0.940	24.060	2.005
1	0.970	24.030	2.008
2	1.000	24.000	2.010
4	1.010	23.990	2.011
8	1.020	23.980	2.012
15	1.030	23.970	2.013
30	1.030	23.970	2.013
60	1.030	23.970	2.013

Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	23.970	2.013	0.000	0.000
0.05	0.020	23.950	2.015	0.209	0.209
0.10	0.020	23.950	2.015	0.335	0.335
0.20	0.050	23.920	2.017	0.451	0.451
0.35	0.100	23.870	2.021	0.548	0.548
0.50	0.140	23.830	2.025	0.610	0.610
0.75	0.200	23.770	2.030	0.667	0.667
1.00	0.250	23.720	2.034	0.722	0.722
1.25	0.280	23.690	2.037	0.779	0.779
1.50	0.300	23.670	2.038	0.833	0.833
1.75	0.300	23.670	2.038	0.869	0.869
2.00	0.300	23.670	2.038	0.898	0.898
2.50	0.300	23.670	2.038	0.927	0.927
3.00	0.280	23.690	2.037	0.934	0.934
3.50	0.260	23.710	2.035	0.931	0.931
4.00	0.250	23.720	2.034	0.927	0.927
4.50	0.230	23.740	2.032	0.927	0.927
5.00	0.220	23.750	2.032	0.924	0.924
6.00	0.190	23.780	2.029	0.913	0.913
7.00	0.170	23.800	2.027	0.905	0.905
8.00	0.160	23.810	2.026	0.913	0.913
9.00	0.160	23.810	2.026	0.902	0.902
10.00	0.160	23.810	2.026	0.920	0.920
11.00	0.170	23.800	2.027	0.927	0.927
12.00	0.200	23.770	2.030	0.938	0.938



Observación :

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = 8.1%, densidad seca = 1.93g/cm³, remoldeado al 90% de la MDS, obtenida del ensayo Proctor Modificado (OCH = 8.1%; MDS = 2.14g/cm³). El ensayo a sido realizado de acuerdo a la norma ASTM-D3080, bajo la responsabilidad del del solicitante. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589
Correo-e: lahgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DAVID GERARDO LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 043988



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Informe : LG22-045
Solicitante : EDUARDO AGÜERO
Proyecto : Estudio de Evaluación de riesgos del distrito de Chavín de Huantar

Fecha : Agosto, 2022

Ubicación : Dist. Chavín de Huantar, Prov. Huari, Región Huaraz

Sondeje : D - 1
Muestra : M - 1
Prof. (m) : 0.50
Estado : Remoldeado / Humedecido
Velocidad : 0.25 mm/min
AASHTO : A-2-4 (0)
SUCS : SC / Arena arcillosa con grava
Hoja : 2 de 4

ESFUERZO NORMAL : 2 kg/cm²

Datos del espécimen

Diámetro : 6 cm
Altura : 2.5 cm

Contenido de humedad

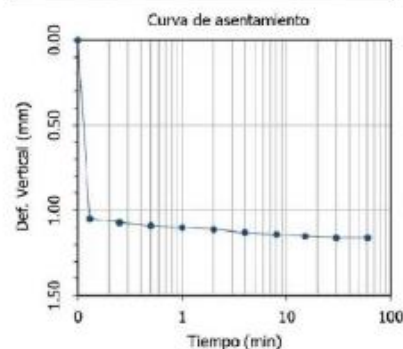
Inicial : 3.7 %
Final : 13.9 %

Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	25.000	1.930
0.13	1.050	23.950	2.015
0.25	1.070	23.930	2.016
0.5	1.090	23.910	2.018
1	1.100	23.900	2.019
2	1.110	23.890	2.020
4	1.130	23.870	2.021
8	1.140	23.860	2.022
15	1.150	23.850	2.023
30	1.160	23.840	2.024
60	1.160	23.840	2.024

Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	23.840	2.024	0.000	0.000
0.05	0.000	23.840	2.024	0.274	0.137
0.10	0.010	23.830	2.025	0.480	0.240
0.20	0.030	23.810	2.026	0.675	0.337
0.35	0.050	23.780	2.029	0.848	0.424
0.50	0.090	23.750	2.032	0.981	0.491
0.75	0.110	23.730	2.033	1.135	0.568
1.00	0.130	23.710	2.035	1.241	0.620
1.25	0.140	23.700	2.036	1.305	0.653
1.50	0.140	23.700	2.036	1.349	0.675
1.75	0.150	23.690	2.037	1.378	0.689
2.00	0.160	23.680	2.038	1.400	0.700
2.50	0.170	23.670	2.038	1.439	0.720
3.00	0.180	23.660	2.039	1.475	0.738
3.50	0.190	23.650	2.040	1.497	0.749
4.00	0.190	23.650	2.040	1.519	0.759
4.50	0.200	23.640	2.041	1.540	0.770
5.00	0.200	23.640	2.041	1.540	0.770
6.00	0.220	23.620	2.043	1.566	0.783
7.00	0.230	23.610	2.044	1.573	0.786
8.00	0.240	23.600	2.044	1.569	0.785
9.00	0.250	23.590	2.045	1.580	0.790
10.00	0.250	23.590	2.045	1.591	0.795
11.00	0.260	23.580	2.046	1.602	0.801
12.00	0.280	23.560	2.048	1.609	0.804



Observación :

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = 8.1%, densidad seca = 1.93g/cm³, remoldeado al 90% de la MDS, obtenida del ensayo Proctor Modificado (OCH = 8.1%; MDS = 2.14g/cm³). El ensayo a sido realizado de acuerdo a la norma ASTM-D3080, bajo la responsabilidad del del solicitante. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589.
Correo-e: lahgeoci@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DAVID GERARDO LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 043988



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Informe : LG22-045
Solicitante : EDUARDO AGÜERO
Proyecto : Estudio de Evaluación de riesgos del distrito de Chavín de Huantar

Fecha : Agosto, 2022

Ubicación : Dist. Chavín de Huantar, Prov. Huari, Región Huaraz

Sondaje : D - 1
Muestra : M - 1
Prof. (m) : 0.50
Estado : Remoldeado / Humedecido
Velocidad : 0.25 mm/min
AASHTO : A-2-4 (0)
SUCS : SC / Arena arcillosa con grava
Hoja : 3 de 4

ESFUERZO NORMAL : 4 kg/cm²

Datos del espécimen

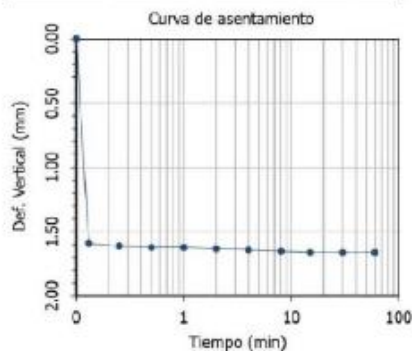
Diámetro : 6 cm
Altura : 2.5 cm

Contenido de humedad

Inicial : 3.7 %
Final : 12.4 %

Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	25.000	1.930
0.13	1.590	23.410	2.061
0.25	1.610	23.390	2.063
0.5	1.620	23.380	2.064
1	1.620	23.380	2.064
2	1.630	23.370	2.065
4	1.640	23.360	2.065
8	1.650	23.350	2.066
15	1.660	23.340	2.067
30	1.660	23.340	2.067
60	1.660	23.340	2.067



Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	23.340	2.067	0.000	0.000
0.05	0.000	23.340	2.067	0.350	0.087
0.10	0.000	23.340	2.067	0.685	0.171
0.20	0.020	23.320	2.069	1.035	0.259
0.35	0.040	23.300	2.071	1.371	0.343
0.50	0.060	23.280	2.073	1.623	0.406
0.75	0.090	23.250	2.075	1.930	0.483
1.00	0.110	23.230	2.077	2.125	0.531
1.25	0.130	23.210	2.079	2.266	0.566
1.50	0.140	23.200	2.080	2.352	0.588
1.75	0.160	23.180	2.081	2.421	0.605
2.00	0.170	23.170	2.082	2.493	0.623
2.50	0.180	23.160	2.083	2.597	0.649
3.00	0.200	23.140	2.085	2.670	0.667
3.50	0.210	23.130	2.086	2.720	0.680
4.00	0.220	23.120	2.087	2.778	0.694
4.50	0.230	23.110	2.088	2.807	0.702
5.00	0.230	23.110	2.088	2.839	0.710
6.00	0.240	23.100	2.089	2.857	0.714
7.00	0.240	23.100	2.089	2.872	0.718
8.00	0.240	23.100	2.089	2.857	0.714
9.00	0.250	23.090	2.090	2.810	0.703
10.00	0.260	23.080	2.090	2.785	0.696
11.00	0.270	23.070	2.091	2.749	0.687
12.00	0.280	23.060	2.092	2.727	0.682

Observación :

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = 8.1%, densidad seca = 1.93g/cm³, remoldeado al 90% de la MDS, obtenida del ensayo Proctor Modificado (OCH = 8.1%; MDS = 2.14g/cm³). El ensayo a sido realizado de acuerdo a la norma ASTM-D3080, bajo la responsabilidad del del solicitante. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589
Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DAVID GERARDO LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 043988



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

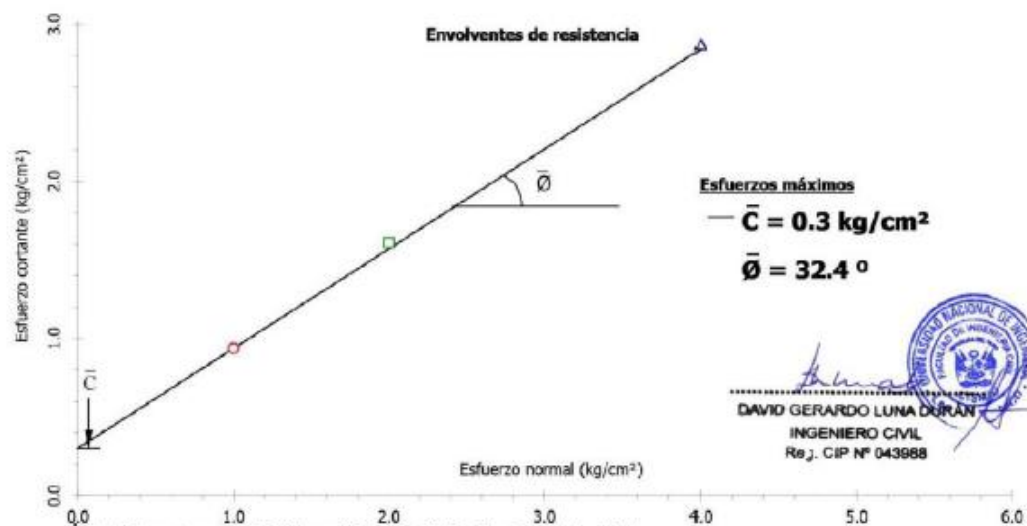
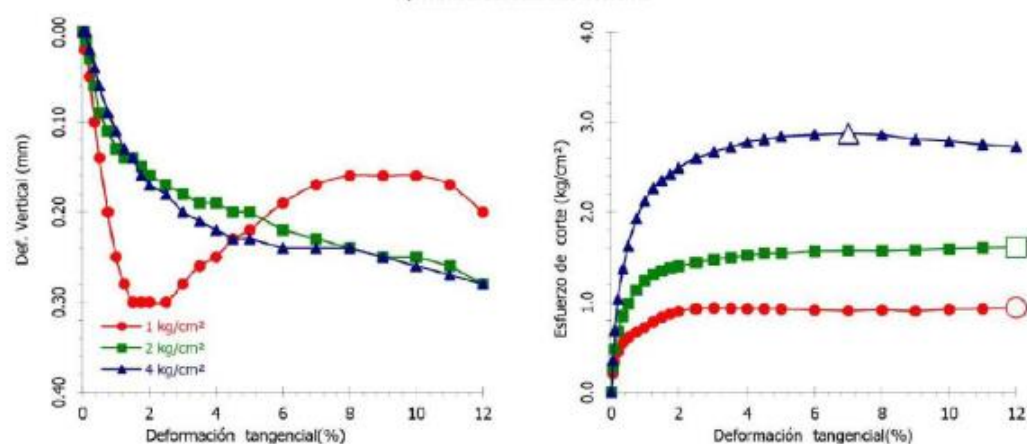
Informe : LG22-045
Solicitante : EDUARDO AGÜERO
Proyecto : Estudio de Evaluación de riesgos del distrito de Chavín de Huantar

Fecha : Agosto, 2022

Ubicación : Dist. Chavín de Huantar, Prov. Huari, Región Huaraz

Sondaje	D - 1	Velocidad	: 0.25 mm/min
Muestra	M - 1	AASHTO	: A-2-4 (0)
Prof. (m)	0.50	SUCS	: SC / Arena arcillosa con grava
Estado	Remoldeado / Humedecido	Hoja	: 4 de 4

Aplicación del esfuerzo cortante



DAVID GERARDO LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 043988

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589
Correo-e: labgeotec@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DATOS DE MAPEO GEOMECANICO
CHAVIN DE HUANTAR
Estación 1

LUGAR: **Estación 1**
NIVEL:
LABOR:

POR: **GCHG**
FECHA: **02/07/2022**
HOJA: **1/2**

Nº ESTACION					ORIENTACION DE LA CARA TALUD		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)																		
					RUMBO:		BUZAMIENTO		DESDE		HASTA																
E-01					N 225°		73SE		0		4 m																
TIPO DE ROCA									PARAMETRO																		
									RANGO DE VALORES																		
									VALOR ESTIMADO																		
A			%		B			%		Nº Fract./ m.		R. COMPRES. UNIAXIAL (MPa)															
Ar			70		Lutitas			30		1 a 5																	
TIPO		ORIENTACION				ESPACIAMIENTO		RELLENO		COMENTARIOS		ROD. %															
ESTRUC.		RUMBO, DIR.		BUZAM.				TIPO		ESPEJOR				ESPACIAMIENTO (m)													
														PERSISTENCIA													
D		220		56SW										CONDICION													
D		25		66° NE										DE													
D		35		35° NE										JUNTAS													
														ALTERACION													
														AGUA SUBTERRANEA													

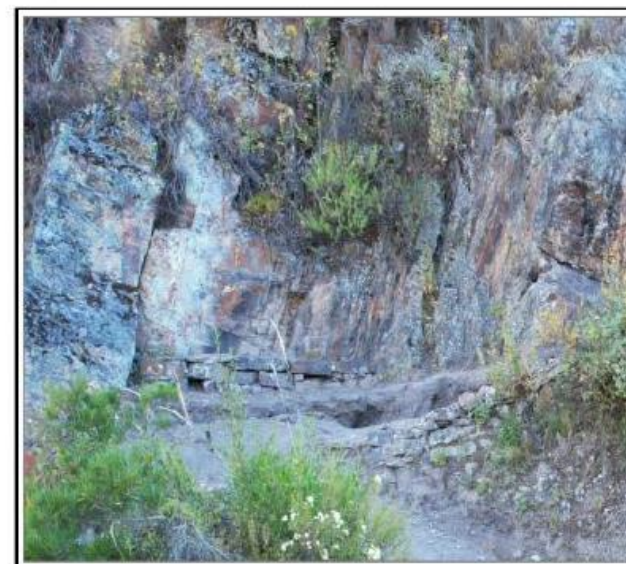
GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con masa de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250

ABREVIACION DE TIPO DE ROCA			
Cz	Caliza		
And	Andesitas		
Gr	Granito		
Ar	Arenisca		
Lu	Lutitas		

ABREVIACION DE TIPO DE ESTRUCTURAS			
D	Diclasa	Es	Esquistosidad
Fn	Falla		
Ct	Contacto		
E	Estrato		

ABREVIACION DE TIPO DE RELLENO			
Ox	Oxido	Bx	Brecha
Ar	Arcilla		
Ca	Carbonatos		
Pzo	Panizo		

ABREVIACION DEL ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.5 - 2 m
3	0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m



Estación 2

Estación 2

GCHG

FECHA: 02/07/2022

HOJA: 2/2

VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 5) = 57

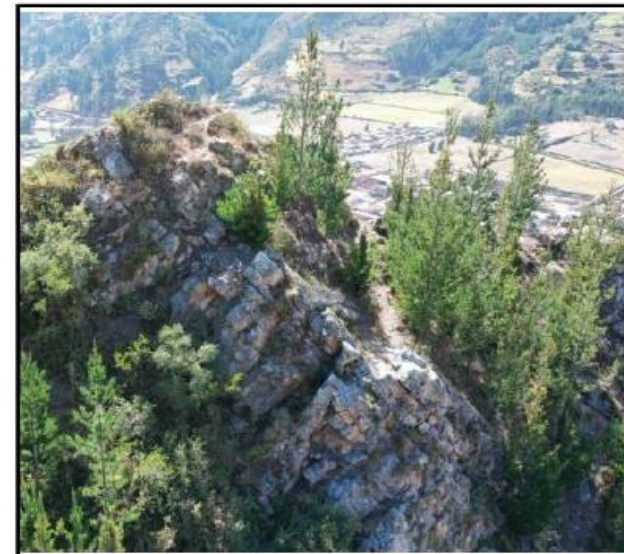
1.0-5.0

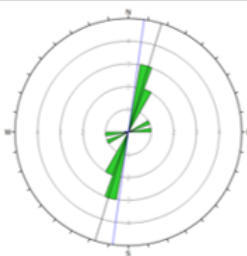
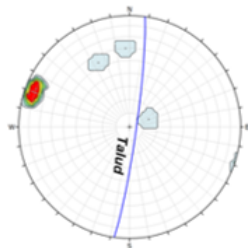
Caliza

Disclosures

Oxido

Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre



		PROYECTO:		Tesis – Chavín de Huantar		Norte:		Registrado por:				Mapeo Geomecánico																							
		UBICACIÓN:		Chavín de Huantar		Este:		Revisado por:																											
		FECHA:				Cota:				Hoja		1		Geomecánica																					
Celda N°		T-01		Alto x Ancho		2 x 2		Tipo de Roca		Arenisca		Estructura del Macizo		Fracturado		Alteración de la Roca		5																	
Tipo de Discontinuidad		Dist. Al Primer Pto.		Buzamiento (°)		Dir. de Buzamiento (°)		Espaciado		1/Sn		Parámetros del Macizo Rocoso		Valoración		Parámetros del Macizo Rocoso		Valoración		Propiedades de las Discontinuidades		Valoración		Orientación del Afloramiento		Buzamiento (°)		68							
BD				68		108		0.3		10.0		UCS Roca Intacta		9		Jv (d/m²)				Persistencia		2		Ajuste por Orientación		Dir. Buzamiento (°)		104							
J				54		154						Espaciado		10		RQD (%)		80		Separación		4													
J				60		177								Rugosidad		3																			
J				15		248								Relleno		6																			
												Agua		15		RQD (Valoración)		17		Alteración		5		-5		66		Regular (III)							
														Tipo de Relleno		Ox Fe, ARCS																			
Diagrama de Rosetas												Estereograma												Vista Frontal del Afloramiento											
																																			
Guía de Parámetros																																			
UCS Roca Intacta				Espaciado				RQD (%)				Agua				Tipo de Discontinuidad				Tipo de Relleno															
> 250 Mpa	Altamente Resistente	R-6	15	> 2m	20	90%-100%	20	Seco	15	SI	Junta Singular	BZ	Zona Triturada	N	Ninguno	Q	Cuarzo																		
100-250 Mpa	Muy Resistente	R-5	12	0.6-2m	15	75%-90%	17	Lig. Húmedo	10	JS	Familia de Juntas	FT	Falla	Ox	Ox. Fe	CI	Arcilla																		
50-100 Mpa	Mod. Resistente	R-4	7	200-600 mm	10	50%-75	13	Húmedo	7	SZ	Zona de corte	FC	Falla Contacto	S	Sulfuro	G	Gouge																		
25-50 Mpa	Resistente	R-3	4	60-200 mm	8	25%-50%	8	Goteo	4	BD	Estratificación	CT	Contado Geológico	Sd	Arena	CI	Clorita																		
5-25 Mpa	Débil	R-2	2	< 60 mm	5	<25%	3	Flujo Agua	0	SF	Superficie de Falla	FL	Plegue	Py	Pirita	Ep	Epidota																		
Ajuste por Orientación				Persistencia				Separación				Rugosidad				Relleno				Alteración				Tipo de Falla											
0	Muy Favorable			< 1m	6	Ninguna			6	Muy Rug.	6	Ninguna			6	Fresca			6	Falla Circular															
-2	Favorable			1-3 m	4	< 0.1 mm			5	Rugosa	5	Duro < 5mm			4	Ligeramente Alterada			5	Falla Planar															
-5	Regular			3-10 m	2	0.1-1.0 mm			4	Lig. Rugosa	3	Duro > 5mm			2	Moderadamente Alterada			3	Falla Tipo Cuña															