



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLOGÍA Y
METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**



**“ESTABILIDAD DE TALUD Y SOSTENIMIENTO EN LA ZONA
DE INTERVENCIÓN KM. 344+250 – 344+540 DEL PROYECTO
CORREDOR VIAL INTEROCEÁNICO SUR, TRAMO 4
AZANGARO – PUENTE INAMBARI”**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. VICTOR JHOEEL JOSUE DIAZ CHAYACAÑA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO – PERÚ

2020



DEDICATORIA

Dedico de manera especial al forjador de mi camino, a Dios, quien es mi guía y compañero, en cada paso de mi caminar. Creador de mis padres y de las personas que más amo y aprecio.

A mis padres, por el apoyo incondicional durante mi formación profesional, y por sentar en mi persona, las bases de una educación con responsabilidad y deseo de superación.

A mis hermanos y amigos, quienes me apoyaron incondicionalmente, con sus conocimientos, alegrías, durante los días de mi formación.



AGRADECIMIENTO

Por el aprecio de mis padres, quienes fueron los principales promotores de mi formación, los cuales dieron su dedicación y la paciencia con la que cada día se preocupan por mi avance y el desarrollo de la presente tesis, el agradecimiento a ellos es simplemente único y se refleja en la vida de un hijo.

A mis docentes, quienes fueron los mentores y formadores durante la vida universitaria, en la escuela profesional de Ingeniería Geológica que, gracias a su dedicación a la docencia, forman profesionales para, la contribución del país y la sociedad.

Agradecer a mis hermanos y primos, por las experiencias vividas en esta etapa juvenil, por su apoyo despreocupado en mi formación profesional y las experiencias compartidas, para evitar cualquier tropiezo.

Por último y no menos importante a mi grupo de amigos, formado en la universidad, los cuales aprendimos a convivir una época dura para nosotros, sin embargo, supimos sobrellevar cada adversidad por nuestras aptitudes de unidad, aprecio, protección, preocupación y apoyo.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 12

ABSTRACT..... 13

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 14

1.2. HIPOTESIS DEL TRABAJO 14

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION 15

1.3.1. OBJETIVO GENERAL..... 15

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS 15

1.4. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION 15

CAPITULO II

REVISION DE LITERATURA

2.1. REFERENCIAS TEORICAS..... 17

2.2. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION..... 18

2.3. MARCO TEORICO 23

2.3.1. CONCEPTOS SOBRE ESTABILIDAD DE TALUD..... 23

2.4. MODELO GEOLOGICO..... 24

2.5. MODELO GEOLOGICO ESTRUCTURAL 25

2.5.1. METEORIZACION 25

2.6. MODELO HIDROGEOLOGICO 28

2.6.1. NIVEL FREATICO..... 31

2.6.1. EFECTOS DE AGUA EN LOS TALUDES..... 31

2.7. GEOMECANICA 32

2.7.1. GEOTECNIA DEL MACIZO ROCOSO 33

2.7.2. MACIZO ROCOSO 33



2.7.3. RESISTENCIA A LA TRACCION	34
2.7.4. EFECTOS DEL AGUA SUBTERRANEA	34
2.7.5. MATRIZ ROCOSA.....	35
2.7.6. FACTOR SEGURIDAD	44
2.7.7. ESTABILIDAD DE TALUDES	45
2.8. ANALISIS DE ESTABILIDAD	46
2.8.1. PRINCIPALES MODOS DE INESTABILIDAD.	47
2.8.2. FALLAS DE CONTROL ESTRUCTURAL	49
2.9. ENSAYOS.....	54
2.9.1. ENSAYOS EN CAMPO	54
2.9.2. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	55
2.10. SOSTENIMIENTO DE TALUD	58
2.10.1. RESLOPING Y DESCARGA.....	58
2.10.2. SCALING Y TRIMMING	59
2.10.3. BANCOS Y BERMAS.....	61
2.10.4. SOSTENIMIENTO DE BANCOS.....	62
2.11. GEOFISICA	65
2.11.1. PROSPECCION GEOFISICA	65
2.11.2. PRINCIPIO DEL METODO DE TOMOGRAFIA SISMICA DE REFRACCION.....	66
2.11.3. METODO DE ANALISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW).....	68
2.11.4. VALORES TIPICOS DE VELOCIDAD DE PROPAGACION DE ONDAS SISMICAS.....	68
2.11.5. PROCESAMIENTO E INTERPRETACION DE MASW	70

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1. MATERIALES Y EQUIPOS	71
3.1.1. MATERIALES Y EQUIPOS DE CAMPO	71
3.1.2. MATERIALES Y EQUIPOS DE LABORATORIO	72
3.2. METODOLOGIA DE INVESTIGACION	72
3.2.1. METODO DE EQUILIBRIO LIMITE.....	77
3.2.2. METODO DE EQUILIBRIO LIMITE NO EXACTOS	77



3.2.3. PROCEDIMIENTO DE TRABAJOS SISMICOS	78
---	----

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. GEOLÓGICA Y GEOTECNICAMENTE.....	79
4.1.1. GEOMORFOLOGÍA	79
4.1.2. GEOLOGÍA REGIONAL	83
4.1.3. GEOLOGÍA LOCAL	83
4.1.4. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	86
4.1.5. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS.....	88
4.1.6. GEODINÁMICA EXTERNA.....	89
4.1.7. PELIGROS GEOLÓGICOS	90
4.1.8. ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS	92
4.2. CALIDAD DE LOS MACISOS ROCOSOS.....	92
4.2.1. RESULTADOS DE TRABAJOS DE CAMPO	94
4.2.2. RESULTADOS DE TRABAJOS EN LABORATORIO.....	95
4.2.3. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES PARA EL DESARROLLO DE ANALISIS	99
4.2.4. PARAMETROS GEOTECNICOS	103
4.3. DEMOSTRACIÓN DE LA RECONFORMACIÓN DE TALUDES	103
4.3.1. RESULTADOS DE TOMOGRAFIA SISMICA	103
4.3.2. RESULTADOS MASW	105
4.3.3. EVALUACION DE LAS COMDICONES	106
4.3.4. RESULTADOS E INTERPRETACION DEL ESTUDIO SISMICO	116
4.3.5. ALCANCE DE LA INTERVENCION.....	119
4.3.6. PROBLEMÁTICA IN SITU	119
V. CONCLUSIONES.....	121
VI. RECOMENDACIONES.....	122
VII. REFERENCIAS.....	123
ANEXOS.....	127

Área: Ingeniería Geotécnica

Línea: Estabilidad de Taludes

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 07 de enero del 2020



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 01: Parámetros de clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski. 1989)	21
Tabla N° 02: Clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski. 1989)	21
Tabla N° 03: Parámetros de meteorización, comparativo de varios autores, (Camiper) 25	
Tabla N° 04: Comportamiento acuífero de los distintos terrenos. (Camiper).	30
Tabla N° 05: Valores típicos de Permeabilidad. (Camiper)	31
Tabla N° 06: Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos fracturados. Marinos & Hoek, (2000).	43
Tabla N° 07: Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos estratificados y heterogéneos. Marinos & Hoek, (2000).	44
Tabla N° 08: Velocidad de propagación en distintos materiales. Arce Helberg (1990). 69	
Tabla N° 09: Velocidad de propagación. Martinez Vargas A. (1990).	69
Tabla N° 10: Velocidades de ondas de corte "S" para diversos suelos. CISMID seminario taller dinámica de suelos. (1991).	70
Tabla N° 11: Materiales utilizados en campo	71
Tabla N° 12: Equipos de ensayos	72
Tabla N° 13: Sub tramo km. 344+000 - km. 344+540. Ubicación de estaciones Geomecánicas y la calidad de roca.	94
Tabla N° 14: Resumen de excavación de trincheras.....	94
Tabla N° 15: Resumen de Sondeos DPL.	95
Tabla N° 16: Resumen de Ensayos de Densidad.	95
Tabla N° 17: Resumen de los Ensayos de Laboratorio.	96
Tabla N° 18: Resumen de los Ensayos de Corte Directo.	97
Tabla N° 19: Valores de resistencia a la compresión. (NAVFAC).	98
Tabla N° 20: Resultados de ensayo de DPL.	101
Tabla N° 21: Parámetros considerados en el análisis de estabilidad Sub tramo km 344+250 – km 344+540	103
Tabla N° 23: Resultados de Análisis de Estabilidad Realizados	116
Tabla N° 24: Resultados de clasificación Vs30.	118



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°01: Proceso de Crioclastia. (Camiper).....	26
Figura N° 02: Proceso de formación de la Haloclastia. (Camiper).	27
Figura N° 03: Formación de la Termoclastia. (Camiper).	27
Figura N° 04: Vista del efecto escala. (Camiper. 2017).....	34
Figura N° 05: Cuadro de propiedades y métodos determinativos de matriz rocosa. (Camiper).....	37
Figura N° 06: Estereograma de Falla Tipo Planar. Modificado de Hoek y Bray, (1981).	50
Figura N° 07: Estereograma de Falla Tipo circular. Modificado de Hoek y Bray, (1981).	51
Figura N° 08: Estereograma de Falla Tipo Vuelco. Modificado de Hoek y Bray, (1981).	52
Figura N° 09: Esterograma de Falla Tipo Circular. Modificado de Hoek y Bray, (1981).	53
Figura N° 10: Relación de talud de acuerdo a los materiales existentes. (Camiper).....	59
Figura N° 11: Pendientes sugeridas en corte de talud. (Camiper):.....	59
Figura N° 12: Imagen de técnicas del método Scaling. (Camiper).	60
Figura N° 13: Principio del método de refracción sísmica.....	67
Figura N° 14: Diagrama conceptual de la propagación de las ondas superficiales.	68
Figura N° 15: Grupo Huayabamba, sub km 344+000 al km 344+540, areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claras, suprayacente a lutitas rojas a marrón. (Operadora SurPeru).....	80
Figura N° 16: Cárcavas formadas en el talud superior de la plataforma, por el movimiento en masa por sobrecarga y la filtración de las aguas de precipitación, sub tramo km 344+250 al km 344+540. (Operadora SurPeru).	81
Figura N° 17: Sub tramo km 344+110 al km 344+160, talud superior adyacente al derrumbe mayor evidencia recientes deslizamientos por erosión.	81
Figura N° 18: Presencia de material de deslizamiento cubriendo al material aluvial depositado en las playas formadas por el Río Inambari.	82



Figura N° 19: La socavación y depositación del río es de tipo permanente a largo plazo, el proceso de erosión fluvial ocurre muy atenuado.....	83
Figura N° 20: Columna Lito-estratigrafía del sub tramo km. 344+000 – km 344+540.	84
Figura N° 21: Contacto litológico entre las areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claras y lutitas rojas a marron.	85
Figura N° 22: Grupo Huayabamba, contacto de areniscas cuarzosas feldespáticas de color marrón claro (suprayacentes) con la Lutitas rojas a marrón (infrayacentes), el macizo se encuentra levemente plegado en estructura sinclinal.	87
Figura N° 23: Se observa escorrentía del agua de precipitación.....	89
Figura N°24: Perdida de plataforma del borde derecho en dos sectores por la erosión que ha formado surcos profundos.....	90
Figura N° 25: Vista panorámica, se aprecia erosión e inestabilidad en los taludes sub tramo Km. 344+000 - km. 344+540.....	91
Figura N° 26: Material detritico producto del deslizamiento en masa sobre la plataforma.	91
Figura N° 27: Valores Resistencia ultima en función del Nspt y tipo de suelo cohesivo.(ASSHTO).	99
Tabla N° 22: Coordenadas de ubicación de las líneas sísmicas de refracción y MASW.	104
Figura N° 28: Análisis estático del talud, terreno natural sección L2. (Software Slide).	107
Figura N° 29: Análisis pseudo-estático del talud terreno natural Sección L2. (Software Slide).	108
Figura N° 30: Análisis estático del talud terreno natural Sección L1. (Software Slide).	109
Figura N° 31: Análisis del talud terreno natural Sección L4. (Software Slide).	109
Figura N° 32: Cálculo del talud en situación estática para la sección L1, con $FS \geq 1.33$. (Software Slide).	110
Figura N° 33: Cálculo de talud de Sección L1 en situación sísmica con $FS \geq 1.11$. (Software Slide).	111
Figura N° 34: Cálculo del talud en situación estática para la sección L2, con $FS \geq 1.39$. (Software Slide).	112



Figura N° 35: Cálculo de talud de Sección L2 en situación sísmica con $FS \geq 1.11$. (Software Slide).	113
Figura N° 36: Cálculo del talud en situación estática para la sección L4, con $FS \geq 1.33$. (Software Slide).	114
Figura N° 37: Cálculo de talud de Sección L4 en situación sísmica con $FS \geq 1.11$. Fuente: Software Slide.	115



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ASTM	: American Section of the International Association for Testing Materials.
ASSHTO	: American association of state Highway and Transportation Officials.
CAMIPER	: Cámara Minera del Perú.
CD	: Ensayo consolidado, drenado.
CISMID	: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
CU	: Ensayo consolidado, no drenado.
DPL	: Penetración dinámica ligera.
E	: Este.
FS	: Factor de Seguridad.
GSI	: Geological Strength Index.
INGEMMET	: Instituto geológico minero metalúrgico
ISRM	: International Society for Rock Mechanics.
JRC	: Joint Roughness Coefficient.
MPa	: Pascales.
N	: Norte.
P-h	: Grupo Huayabamba.
Q-a	: Depósito Cuaternario Aluvial.
Q-co	: Depósito Cuaternario Coluvial
RQD	: Rock Quality Designation.
RMR	: Rock Mass Rating.
S	: Sur.
S.A.	: Sociedad Anónima.
SUCS	: Unified Soil Classification System
SPT	: Standard Penetration test
UCS	: Uniaxial Compressive Strength.
UU	: Ensayo no consolidado, no drenado.
Vp	: Velocidad Primaria.
Vs	: Velocidad Secundaria.
Vt	: Volumen Total.
W	: Oeste.
WC	: Condición de agua.
°C	: Grados Centígrados.



RESUMEN

La presente investigación surge de la necesidad de resolver los problemas de inestabilidad de taludes, principalmente en la zona de intervención km. 344+250 – 344+540 del Proyecto Corredor Vial Interoceánico Sur, Tramo 4: Azángaro – Puente Inambari. El cual es una zona tropical de la selva peruana. Uno de los problemas que se plantea al momento de proyectar cualquier tipo de explanación, carretera, presa, etc., es la estabilidad de sus taludes, puesto que las características resistentes de la roca no servirían de nada si existen continuos deslizamientos. Por ello, se realiza esta investigación, para determinar el grado de estabilidad de talud y realizar las soluciones de sostenimiento. El principal objetivo de esta investigación es determinar la estabilidad y sostenimiento del talud a través del método de equilibrio limite y el sistema calidad de roca, además de analizar geomecánicamente el macizo rocoso. Las investigaciones de este estudio, dan como resultado que la roca existente son en la parte inferior del talud lutitas rojizas a marrón fracturadas y suprayacente a este estrato el macizo está compuesto por areniscas feldespáticas de color marrón claro, poco fragmentadas y de acuerdo con el método de bieniawski, para la caracterización del macizo rocoso se determina que los parámetros de estos es de mala a muy mala calidad (RMR de 4-5); por ende de baja resistencia, sin embargo, los ensayos de campo y laboratorio fueron fundamentales para el cálculo de la estabilidad, gracias al Software Slide. Los agentes externos, principalmente lluvias, son los que ocasionan la inestabilidad y deslizamiento de talud. En conclusión, con los datos extraídos de ensayos de campo y laboratorio se determinó que el talud es inestable arrojando un factor de seguridad de 0.79, el cual está por debajo de lo permitido, pero con la reconfiguración de taludes con bermas y bancos, así como las medidas de tratamiento, impermeabilidad y revestimiento con Shotcrete, el talud tendrá un factor de seguridad de 1.362 que son ideales para el sostenimiento y su estabilidad.

Palabras Clave: Caracterización, Deslizamientos, Estabilidad, Resistencia, Sostenimiento.



ABSTRACT

The present investigation arises from the need to solve the problems of slope instability, mainly in the zone of intervention km. 344 + 250 - 344 + 540 of the South Interoceanic Road Corridor Project, Section 4: Azángaro - Inambari Bridge. Which is a tropical zone of the Peruvian jungle. One of the problems that arises at the time of projecting any type of esplanade, road, dam, etc., is the stability of its slopes, since the resistant characteristics of the rock would not help if there are continuous landslides. Therefore, this research is carried out, to determine the degree of slope stability and to carry out the support solutions. The main objective of this investigation is to determine the stability and maintenance of the slope through the method of limit balance and the rock quality system, in addition to geometrically analyzing the rock mass. The investigations of this study, result in that the existing rock is in the lower part of the slope reddish to brown shales fractured and overlying this stratum the massif is composed of feldspathic sandstones of light brown color, little fragmented and according to the method of bieniawski, for the characterization of the rock massif it is determined that the parameters of these are of bad to very bad quality (RMR of 4-5); therefore of low resistance, however, the field and laboratory tests were fundamental for the calculation of stability, thanks to the Slide Software. The external agents, mainly rains, are those that cause the instability and slope slip. In conclusion, with the data extracted from field and laboratory tests, it was determined that the slope is unstable, yielding a safety factor of 0.79, which is below what is allowed, but with the reconstruction of slopes with berms and banks, as well as Measures of treatment, impermeability and coating with Shotcrete, the slope will have a safety factor of 1,362 that are ideal for support and stability.

Keywords: Characterization, Landslides, Stability, Resistance, Sustainability.



CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Es indudable que el campo de la Geología es inmenso y hoy en día es de mucha importancia para las soluciones a problemas ingenieriles.

En la construcción de carreteras, es un problema habitual la inestabilidad de taludes por el corte de cerros y formaciones geológicas. Al tener inestabilidad en los taludes, se requieren soluciones ingenieriles para su estabilidad y sostenimiento. Esto lleva a la evaluación de diferentes métodos de análisis de acuerdo al tipo de material existente y de ello a la solución de su inestabilidad.

La zona de investigación está sujeta a problemas de inestabilidad, que ocasionan constantes derrumbes y deslizamientos de material, que perjudican el tránsito vehicular en el tramo, esto a su vez pone en riesgo la vida de los transeúntes y pobladores que utilizan la vía.

1.2. HIPOTESIS DEL TRABAJO

El talud es inestable, por la mala calidad de roca, en conjunto con la geodinámica externa, pero con la adecuada aplicación de métodos de sostenimiento, se podrá tener un talud estable, en la zona de intervención km. 344+250 – 344+540 del Proyecto Corredor Vial Interoceánico Sur, Tramo 4: Azángaro – Puente Inambari.



1.3. OBJETIVOS DE LA INVETIGACION

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la estabilidad y sostenimiento de talud en macizos rocosos, mediante métodos de equilibrio limite, en la zona de intervención km. 344+250 – 344+540 del Proyecto Corredor Vial Interoceánico Sur, Tramo 4: Azángaro – Puente Inambari.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

Caracterizar geológica y geotécnicamente el macizo rocoso, para evaluar el tipo de roca existente.

Determinar la calidad de las rocas mediante el método de Bieniawski, para hallar el factor de seguridad.

Demostrar que la reconformación de taludes, así como las medidas de tratamiento y remediación, mejoraran el sostenimiento de los taludes.

1.4. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

Al observar un proceso erosivo de grandes proporciones que genera inestabilidad y derrumbes en la carretera, fenómeno asociado a fuertes precipitaciones, que produce degradación en las propiedades resistentes de los materiales propios del talud; ocasiona una reducción drástica en los factores de seguridad y la consecuente falla por inestabilidad. Así mismo, producto de esta erosión se ha producido una pérdida en la plataforma de la carretera, poniendo en riesgo la seguridad e integridad de los usuarios, y de la misma forma, de la vía.



El principal problema que se plantea al momento de proyectar cualquier tipo de explanación, carretera, presa, etc., es la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de la roca no servirían de nada si existen continuos deslizamientos que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera a la que sirven de soporte. Razón por la cual, existen varios modelos de deslizamientos, parámetros geomecánicos y datos para la correcta estabilidad de taludes.

Estos modelos de caracterización del macizo rocoso, no son utilizados con frecuencia o en algunos casos son dejados de lado. Esto hace que exista falta de datos en el análisis de la roca para determinar el RMR, la calidad de roca y el factor de seguridad.

Por ello, se realiza esta investigación, para determinar el grado de estabilidad de talud y realizar las soluciones de sostenimiento, en Corredor Vial Interoceánico Sur, Tramo 4: Azángaro – Puente Inambari (km. 344+250 – 344+540).



CAPITULO II

REVISION DE LITERATURA

2.1. REFERENCIAS TEORICAS

(Sackschewski Chapman, 2017). Soluciones para la estabilidad de taludes de la carretera Canta –Huayllay entre las progresivas del km 102 al km 110. Concluye que “Los problemas de inestabilidad de taludes en los sectores del km 112 al km 110 son generados por la ejecución de excavaciones inadecuadas para los materiales que conforman el terreno, las condiciones desfavorables de las discontinuidades, y la influencia de las filtraciones de agua hacia las laderas y taludes, teniendo en cuenta que en muchos casos se trata de antiguos deslizamientos que se encontraban temporalmente estabilizados.”

(Valeriano Nina, 2015). En su tesis “Métodos para el análisis de estabilidad de taludes en roca y su interacción en el cerro Espinal Juliaca”. Concluye. “La valoración geotécnica por RQD, RMR, GSI indican que el macizo rocoso presente es de regular a buena calidad, también se determinaron parámetros geotécnicos con el criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown – Diederichs para macizos rocosos y criterio de resistencia de Barton – Bandis y Mohr – Coulomb para estructuras de discontinuidades, los cuales sirvieron como datos de entrada para los análisis de estabilidad realizados. Los análisis de estabilidad con diferentes métodos muestran muy claramente que el talud del cerro Espinal se encuentra estable en condiciones estáticas y pseudoestáticas ya que presentan factores de seguridad mayores a 1.2”

(Mamani Larico, 2016). En su estudio: Análisis de la estabilidad de taludes en macizo rocoso de la carretera Sina yanahuaya tramo III - sub tramo 02, a partir de la caracterización geológica y resistencia a la compresión simple. “La clasificación



geomecánica se determinó a partir de la caracterización del macizo rocoso y la resistencia a la compresión simple; y el factor de seguridad se realizó aplicando la metodología de la proyección estereográfica, y del método de equilibrio límite para cada tipo de rotura; los resultados obtenidos para cada talud analizado son: Catarata km 1+400 al 1+580 RMR=64, Clase II, GSI=59, FS=1.79; km 1+580 al 1+700 RMR=54, Clase III, GSI=49, FS=1.02”.

(Carnero Carnero, 2015). Realizan el estudio: Análisis de estabilidad de la presa Huacoto mediante interacción de los métodos de elementos finitos y equilibrio límite. “El estudio mostró que la inestabilidad de la presa era fruto de diversos factores como baja calidad del suelo de cantera, insipiente compactación, carencia de elementos de control de flujo interno (núcleo y filtros) y carencia de monitoreo pos constructivo; la combinación de estos factores se tradujo en el retiro de la presa en vista del peligro que representaba”

(García Nuñez, 2005), “En su tesis de título Análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos aplicando el método de elementos distintos”. Conclusión N° 05: “Los Factores de mayor influencia en la inestabilidad del talud sureste de la mina Cuajone son la geometría del talud (altura y ángulo de inclinación), las estructuras geológicas, el nivel freático y el factor sísmico”.

2.2. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION

Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 1987. Establece que, en la mayor parte de los casos, el estudio de la estabilidad de taludes no puede realizarse a nivel general, sino talud por talud, ya que las inestabilidades suelen ir asociadas a la presencia



de discontinuidades concretas con orientaciones determinadas. Cuando el coeficiente de seguridad de un talud bien calculado sea inferior a 1, es probable que se produzca su falla.

El buen conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas, repercute enormemente en los costes y en la seguridad, por ello, las investigaciones de campo y de laboratorio, deben ser las suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible; las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura. Por ello existen métodos de cálculo de taludes y se clasifican en:

Método de cálculo en deformaciones: Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

Método de equilibrio límite: Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

HOEK Y BROWN (1981), Indica que, en el análisis de estabilidad de taludes, el factor más importante a considerar es la geometría de los bloques de roca formados por patrones de discontinuidades. Otro factor a considerar es la resistencia al corte de la superficie potencial de deslizamiento, la cual puede consistir de un simple plano de discontinuidad o un complejo sistema de fracturamiento. La determinación de un valor de la resistencia al corte confiable es crítica, porque pequeños cambios en el valor definen la potencialidad de falla de talud modificando características como la orientación,



pendiente o altura. La elección del valor apropiado no solo depende de la disponibilidad de datos, sino también de la interpretación de estos.

BIENIAWSKY (1989). Propuso y desarrollo la clasificación geomecánica con el índice denominado RMR, que constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos, que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetro de diseño y sostenimiento de túneles y taludes. El índice RMR, indica la calidad del macizo rocoso en cada dominio estructural a base de varios parámetros.

- Resistencia a la compresión de la matriz rocosa.
- R.Q.D. grado de fracturación del macizo rocoso.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades, donde se considera los siguientes parámetros.
- Abertura de las caras de las discontinuidades.
- Continuidad de las discontinuidades.
- Rugosidad.
- Alteración de las discontinuidades.
- Relleno de las discontinuidades.
- Presencia del agua en un macizo rocoso.
- Orientación de las discontinuidades.

Tabla N° 01: Parámetros de clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski. 1989)

1	Resistencia de la matriz rocosa	Ensayo de carga Puntual	> 10	10 - 1	4 - 2	2 - 1	Compresion Simple (Mpa)		
		Compresion Simple	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
	Puntuacion		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Puntuacion		20	17	13	6	3		
3	Separacion entre Diaclasas		> 2 m.	0.6 - 2 m.	0.2 - 0.6 m.	0.06 - 0.2 m.	< 0.06 m.		
	Puntuacion		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m.	1 - 3 m.	3 - 10 m.	10 - 20 m.	> 20 m.		
		Puntuacion	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm.	0.1 - 1 mm.	1 - 5 mm.	> 5 mm.		
		Puntuacion	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente Rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuacion	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno Duro < 5 mm.	Relleno Duro > 5 mm.	Relleno Blando < 5 mm.	Relleno Blando > 5 mm.		
		Puntuacion	6	4	2	2	0		
		Alteracion	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente	Muy alterada	Descompuesta		
Puntuacion	6	5	3	1	0				
5	Agua Freatica	Caudal por 10 m. de Tunel	Nulo	< 10 litros/min.	10/25 litros/min.	25/125 Litros/min.	> 125 Litros/min		
		Relacion: Presion de agua/tension principal	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Estado General	Seco	ligeramente Humedo	Humedo	Goteando	Agua Fluyendo		
		Puntuacion	15	10	7	4	0		

Tabla N° 02: Clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski. 1989)

CLASE	I	II	III	IV	V
CALIDAD	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
PUNTUACION	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

HOEK Y BROWN (1294). Propusieron un índice geológico de resistencia, GSI, que evalúa la calidad del macizo rocoso en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de bloques y alteración de las discontinuidades.



PARAMETROS GEOMECHANICOS

Los factores que influyen sobre el comportamiento mecánico de los macizos rocosos y que afectan a la estabilidad de las excavaciones de rocas pueden ser divididos en tres grupos, dependiendo de los aspectos estudiados:

- a) Parámetros de matriz rocosa: Estudian las propiedades intrínsecas del material rocoso derivadas de su petrografía, fábrica, textura, etc.
- b) Parámetros de macizo rocoso: Evalúan la interacción entre los bloques de matriz rocosa y las discontinuidades que los atraviesan, así como la influencia de factores geológicos y naturales externos al macizo rocoso.
- c) Parámetros geotécnicos-Constructivos: valoran las perturbaciones introducidas por la presencia y construcción de excavaciones en el macizo rocoso.

La consecuencia inmediata de la presencia de una excavación es la modificación del Estado tensional en torno a la misma.

INTERSUR CONCESIONES S.A. Producto de los eventos ocurridos el periodo de lluvias a inicios del año 2016, afectando el sub tramo Km. 344+000 al Km. 344+540, se ha evidenciado un deterioro y debilitamiento del talud superior, lo cual ha colocado en una situación de alto riesgo la transitabilidad de los usuarios, y la estabilidad de la carretera por los continuos derrumbes.



En tal sentido INTERSUR CONCESIONES S.A. realizó la evaluación de la estabilidad del talud, observando que, de continuar la situación inicial de erosión e inestabilidad, existía un alto riesgo de pérdida de plataforma y/o colapso masivo de más de 250,000 m³ de material, lo cual podría generar pérdida total de la plataforma en estos sectores afectando la transitabilidad y la seguridad de los usuarios.

2.3. MARCO TEORICO

2.3.1. CONCEPTOS SOBRE ESTABILIDAD DE TALUD

Estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil o minera, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica - geotécnica. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diferentes factores que integran el incremento en los esfuerzos de corte y disminución en la resistencia del material.

En cualquier lugar del planeta tierra que esté en condiciones inestables, el principal factor del movimiento será la gravedad, que moviliza los materiales a niveles inferiores de los que están ubicados. El estudio de los taludes o ladera no puede realizarse a grandes escalas o magnitudes, es necesario efectuar los estudios en varias escalas pequeñas o taludes. La hidrología e hidrogeología son condicionantes, que suman a la inestabilidad, ya que actúan en el aumento de peso al material. Suarez, Diaz, J. (2009)

La conjunción de diferentes tipologías de roca en una misma cuenca, ladera, o talud es otro de los desencadenantes de la inestabilidad de los taludes, haciendo que los valores



de resistencia no actúen de la misma forma para cada tipología de roca y por ende al talud final. Para que un talud sea estable y seguro, el factor de seguridad debe estar por encima de 1.2 a 2, en caso no cumpla este rango, el talud será inestable y por consiguiente inseguro.

En los inicios del siglo XXI, la ciencia de los taludes está cada vez más viva. Las futuras necesidades de materia prima mineral, han llevado a planificar minas a cielo abierto de más de 1000 m. de talud, y botaderos de más de 600 m. Le excavación de taludes es una actividad habitual en minería como en la construcción civil. Los problemas de inestabilidad de taludes suponen en promedio algo más del 10% de las fatalidades en minería a cielo habierto. (Camara Minera del Peru, Especializacion en Igenieria Geologica en Minería 2018).

2.4. MODELO GEOLOGICO

Representa la distribución espacial de materiales, estructuras tectónicas y datos geomorfológicos, presentes en el talud de estudio y su entorno de influencia.

Se abordarán en detalle aquellos datos geológicos que es necesario emplear para estudiar la estabilidad de los taludes. Se describirá la metodología de mapeo geológicos y se utilizaran las técnicas de investigaciones geológica. Entonces debemos de especificar conceptos como son:

2.5. MODELO GEOLOGICO ESTRUCTURAL

La geología estructural es la disciplina científica que se ocupa del estudio de la deformación de la corteza tanto a escala pequeña como a gran escala. Su alcance es vasto, cubriendo desde el estudio de los defectos en los arreglos atómicos de los cristales hasta la estructura de las fallas y sistemas de pliegues en la corteza de la tierra. El principal objetivo de la geología estructural es medir la deformación en la corteza para entender cuál fue la historia de deformación registrada por las rocas y cómo, cuándo y por qué se acumuló esta deformación.

2.5.1. METEORIZACION

Proceso mediante el cual los fragmentos de roca se hacen cada vez más pequeños, se disuelven o van a formar nuevos compuestos, mediante la alteración, mecánica o química debido a agentes externos. Tipos de meteorización.

Tabla N° 03: Parámetros de meteorización, comparativo de varios autores, (Camiper)

PERFIL ESQUEMATICO	LÖVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1963)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE Y PATTON (1971)	
	ROCAS IGNEAS	IGNEAS BASALTICAS Y ARENISCAS	IGNEAS Y METAMORFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS IGNEAS	IGNEAS Y METAMORFICAS	
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	IV COMPLEMENTAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA	
	V COMPLEMENTAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA	IV a	V COMPLEMENTAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IB	
	IV ALTAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA	PARCIALMENTE ALTERADA	III	HORIZONTE IC (SAPROLITO)	
	III MODERADAMENTE ALTERADA					IA TRANSICION CON ROCA METEORIZADA SAPROLITO	
	II ALGO ALTERADA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	ROCA INALTERADA	II	II DEBILMENTE ALTERADA	IB PARCIALMENTE METEORIZADA
	I ROCA SANA					IB MUY POCO ALTERADA	IA ROCA SANA

A. METEORIZACION FISICA

Produce el aumento de las discontinuidades y la fracturación mecánica de las rocas, tiene como principal agente al agua. Los tipos son:

- **CRIOCLASTIA O GEOLIFERACION:** El agua es alojada en las fracturas y discontinuidades, con el descenso de las temperaturas estas se congelan y forman el hielo el cual somete a la roca a abrir más sus fracturas. Se presenta más en ambientes fríos, cordilleranos y andes.

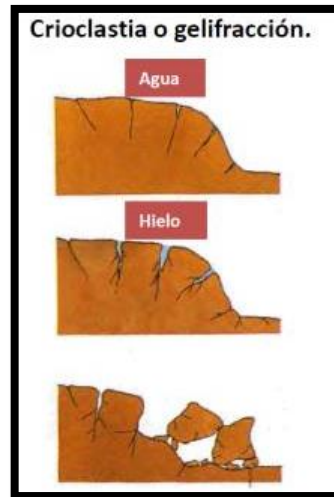


Figura N°01: Proceso de Crioclastia. (Camiper).

- **HALOCLASTIA:** En la antigüedad se formaron rocas o arenas con la intervención del agua salada, estas se solidificaron y ahora son extraídas por la dilución de las sales y estas dejan una serie cavernas o nidos de abeja. Su ocurrencia se da en las costas marinas.

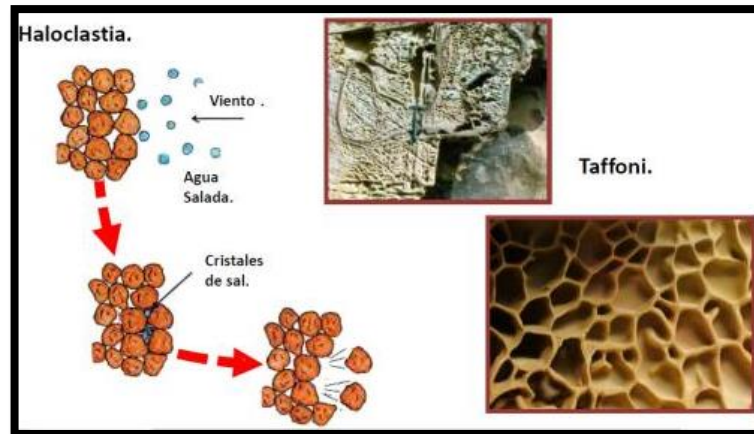


Figura N° 02: Proceso de formación de la Haloclastia. (Camiper).

- **TERMOCLASTIA:** Se produce por la variación diurna de las temperaturas en lugares como los desiertos, donde las temperaturas altas del mediodía favorecen la dilatación diferencial de los minerales de las rocas y su contracción durante la noche, cuando bajan sensiblemente las temperaturas. Esto produce la disgregación granular de las rocas y posibles roturas de ellas a favor de sus planos de discontinuidad.

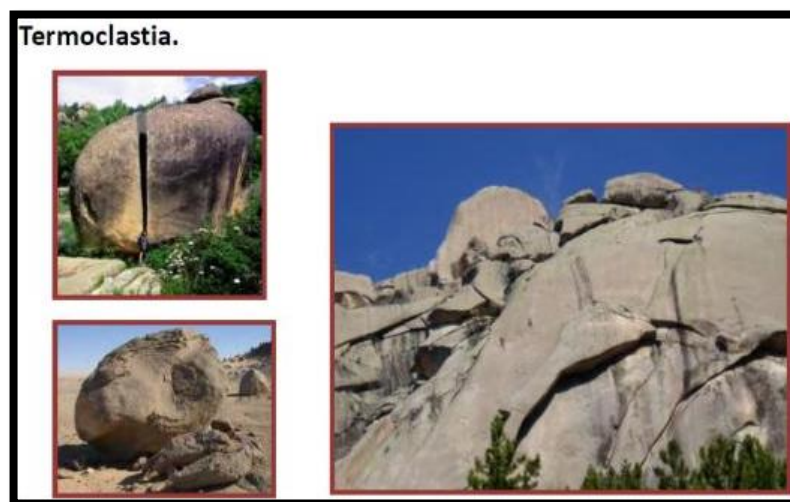


Figura N° 03: Formación de la Termoclastia. (Camiper).



B. METEORIZACION QUIMICA

Es la que transforma la composición química o estructura de la roca a nivel mineral.

Como, por ejemplo:

- **DISOLUCION:** El agua con concentrados altos químicos, actúa erosionando a los elementos químicos más débiles.
- **HIDRATACION:** Cuando un material absorbe agua y estas se hinchan aumentando la tensión ejercida sobre la roca.
- **OXIDACION – REDUCCION:** los minerales son oxidados por agentes como el oxígeno.

C. METEORIZACION BIOLOGICA

La meteorización biológica está dominada por la intervención vegetal y animal, haciendo que se formen raíces y arboles por entre las fracturas y discontinuidades de la roca. Mientras los animales, como aves, forman nidos en rocas sedimentarias débiles y también en suelos.

2.6. MODELO HIDROGEOLOGICO

La mayor parte de las roturas de taludes se producen por los efectos del agua en el terreno como la generación de presiones intersticiales. Su meteorización, o los arrastres y erosión (superficial o interna) de los materiales que forman el talud. Estas acciones reducen la resistencia del terreno y aumentan las fuerzas tendentes a inestabilizar el talud. Puede afirmarse, por tanto, que el agua es el principal enemigo de los taludes.



ACUIFERO

El agua está presente en el subsuelo a veces en estado estacionario y otras en movimiento. Los estratos de terreno que contienen agua se denominan acuíferos y en función a su ubicación y la presión hidrostática, los acuíferos reciben distintos nombres; su clasificación es:

- **ACUIFERO LIBRE:** Aquellos en los que el límite superior del agua es una superficie real a presión atmosférica.
- **ACUIFERO CONFINADO:** Cuando la superficie superior está a una presión mayor que la atmosférica. Por ejemplo: en materiales con distinta permeabilidad, los acuíferos en estrato arenosos, bajo estrato arcilloso. En algunos casos pueden convertirse en acuíferos libres, según la permeabilidad de los estratos involucrados.
- **ACUITARDO:** El agua se transmite muy lentamente, y es difícil su extracción por medios usuales.
- **ACUICLUDO:** Estratos o Formaciones geológicas que contienen agua en su interior, pero no la transmiten, por lo que no se puede extraer.
- **ACUIFUGO:** Estratos o formaciones geológicas que no contienen agua en su interior.

Tabla N° 04: Comportamiento acuífero de los distintos terrenos. (Camiper).

CALSIFICACION	CAPACIDAD DE ALMACENAR	CAPACIDAD DE DRENAR	CAPACIDAD DE TRANSMITIR	FORMACIONES CARACTERISTICAS
ACUIFERO	ALTA	ALTA	ALTA	Gravas, Arenas, Calizas
ACUITARDO	ALTA	MEDIA/BAJA	BAJA	Limos, Arenas limosas y Arcillas
ACUICLUDO	ALTA	MUY BAJA	NULA	Arcillas
ACUIFUGO	NULA	NULA	NULA	Granito, Genis, Marmol

PERMEABILIDAD

La permeabilidad es la capacidad que tiene un material de permitirle a un flujo que lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.

La velocidad con la que el fluido atraviesa el material depende de tres factores básicos:

La porosidad del material y su estructura.

La viscosidad del fluido considerado, afectada por su temperatura.

La presión a que está sometido el fluido.

Tabla N° 05: Valores típicos de Permeabilidad. (Camiper)

ROCA	K (m/s)
Arenisca	$10^{-5} - 10^{-10}$
Caliza y Dolomia	$10^{-6} - 10^{-12}$
Esquisto	$10^{-7} - 10^{-8}$
Pizarra	$10^{-11} - 10^{-13}$
Granito	$10^{-9} - 10^{-12}$
Lutita	$10^{-9} - 10^{-13}$
Rocas metamórficas	$10^{-9} - 10^{-12}$
Rocas Volcanicas	$10^{-7} - 10^{-12}$
Sal	$10^{-11} - 10^{-13}$

2.6.1. NIVEL FREÁTICO

Se le denomina a un nivel superior de una capa freática o un acuífero; puede denominarse de diferentes formas como napa freática, napa subterránea o capa freática.

2.6.1. EFECTOS DE AGUA EN LOS TALUDES

Uno de los factores condicionantes de la rotura e inestabilidad de los taludes es sin duda la presencia del agua y sus efectos, los cuales son más frecuentes en climas



templados, por las constantes lluvias que existen. Esto ocasiona diferentes tipos de efectos los cuales son:

- EFECTO 01: Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura, al disminuir la tensión normal efectiva.
- EFECTO 02: La presión ejercida sobre las grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- EFECTO 03: Aumento del peso del terreno por saturación de agua.
- EFECTO 04: Erosión interna por flujo sub superficial o subterráneo.
- EFECTO 05: meteorización y cambios de composición mineralógica de los materiales.
- EFECTO 06: Apertura de discontinuidades por agua congelada.

2.7. GEOMECANICA

Implica el estudio geológico del comportamiento del suelo y rocas. Son las dos principales disciplinas de la geomecánica de suelos y mecánica de rocas.

El primero trata del comportamiento de suelo desde pequeña escala a una escala de Talud. Este último se refiere a temas en ciencias de la tierra relacionados con la caracterización de masas de las rocas y de la mecánica de las rocas, como se aplica a la industria del petróleo o altas profundidades, diseño de túneles, rotura de las rocas, y los útiles de perforación. Muchos aspectos de la geomecánica se superponen con partes de la ingeniería geotécnica, y de la ingeniería geológica. Los avances modernos se refieren



a sismología, mecánica de medios continuos, mecánicas discontinuos y Fenómenos de Transporte.

2.7.1. GEOTECNIA DEL MACIZO ROCOSO

Las propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades es una labor muy importante en geomecánica. Sin embargo, estas caracterizaciones no son en sí suficientes para determinar los parámetros que gobiernan el comportamiento del terreno. En efecto, hay que evaluar cómo se comporta conjuntamente el sistema de discontinuidades más la matriz rocosa, al que normalmente se le denomina Macizo Rocoso.

2.7.2. MACIZO ROCOSO

Es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales. (Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía, 2004).

Un macizo rocoso es un medio heterogéneo y discontinuo, cuyas propiedades mecánicas y resistentes no pueden ser medidas en laboratorio, y deben de obtenerse in situ. La diferencia entre los valores de laboratorio y los medidos in situ es muy apreciable, siendo estos últimos más pequeños que los de laboratorio. A esta diferencia se le conoce como efecto escala. Los problemas mecánicos que pueden ser abordados por la geomecánica.

EFECTO ESCALA

Debido a la naturaleza discontinua de los macizos rocosos, su respuesta frente a cargas impuestas dependerá del tamaño o escala de la carga. La resistencia y deformación están influenciadas tanto por las propiedades del material rocoso como por la variación en las características estructurales.

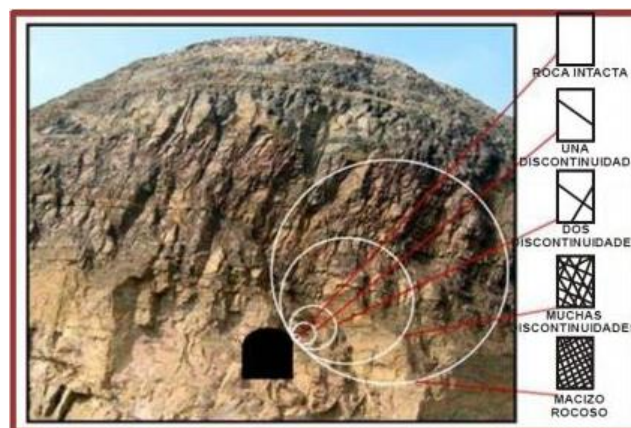


Figura N° 04: Vista del efecto escala. (Camiper. 2017).

2.7.3. RESISTENCIA A LA TRACCION

Las rocas se distinguen de todos los demás materiales comunes de ingeniería, a excepción del concreto, por su baja resistencia a la tracción. Debido a que las uniones y otras fracturas ofrecen poca o nula resistencia a la tensión, la resistencia a la tracción en un macizo puede asumirse como nula.

2.7.4. EFECTOS DEL AGUA SUBTERRANEA

El agua bajo presión en las uniones que definen bloques, reduce el esfuerzo normal efectivo entre las superficies de las rocas y por lo tanto reduce la potencial resistencia al corte. En algunas rocas porosas, la ley de esfuerzos efectivos se comporta igual que en suelos granulares.



El efecto de fisuras o poros con agua bajo presión es el de reducir el esfuerzo último del macizo, en comparación con condiciones drenadas.

INTEMPERISMO

Se define como la alteración física o química de la superficie de la roca, debido a las reacciones con los gases atmosféricos y soluciones acuosas. El proceso es análogo a los efectos de la corrosión en materiales convencionales. El interés específico de la ingeniería del intemperismo se genera debido a su influencia en las propiedades mecánicas del material intacto, así como la potencialidad del efecto significativo del coeficiente de fricción en la superficie de la roca.

El proceso del intemperismo es en su mayor parte de origen químico. Esto incluye disolución y fenómeno de cambio de iones, oxidación e hidratación.

Algunos efectos del intemperismo son fácilmente apreciables como la disolución de calizas en un ambiente de alteración debido al agua subterránea.

2.7.5. MATRIZ ROCOSA

Es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. (Gonzales de Vallejo, 2002).



En ocasiones cuando se estudia el medio rocoso, se asume generalmente un comportamiento homogéneo, continuo, isotrópico, elástico y lineal, que no es real.

La gran variedad en la composición química de los agregados heterogéneos de cristales y partículas amorfas, pueden caracterizar el medio rocoso. Las propiedades de las rocas son consecuencia de su génesis e historia geológica, ofrecen diferentes direcciones de anisotropía por orientación de cristales y granos, o por foliación o esquistosidad.

La alteración y meteorización por procesos químicos y físicos, modifica la composición de la roca, dando lugar a nuevos minerales con propiedades diferentes. La fracturación y el origen de la misma, influyen en las características del medio rocoso.

PROPIEDADES INDICE MAS REPRESENTATIVAS (Goodman1980).

POROSIDAD: Proporción relativa de materia sólida y huecos.

DENSIDAD: Añade información acerca de la composición mineralógica.

VELOCIDAD DE TRANSMISION DE ONDAS: Permite estimar el grado de fisuración, (en combinación con un estudio petrográfico.

DURABILIDAD: Indica la tendencia a la descomposición de los componentes o estructuras, con la consecuente degradación de la calidad de la roca.

RESISTENCIA: Determina la competencia de la matriz rocosa para mantener unidos sus componentes. Estas resistencias son dos tipos de compresión simple y tracción.

PERMEABILIDAD: Permite la competencia de la matriz rocosa para mantener unidos sus componentes.

	PROPIEDADES	METODOS DE DETERMINACION
Propiedades de Identificación y clasificación	Composicion mineralogica	Descripcion visual
	Fabricacion y Textura	Microscopia optica y electronica
	Tamaño de grano	Difraccion de rayos X.
	Color	
	Porosidad	
	Peso Especifico	Tecnicas de Laboratorio
	Contenido de Humedad	
	Permeabilidad(Coeficiente de Permeabilidad, k)	Ensayo de Permeabilidad
	Durabilidad	
Propiedad Mecanicas	Alterabilidad (indice de alterabilidad)	Ensayos de alterabilidad
	Resistencia a compresion simple	Ensayos de compresion Uniaxial
		Ensayos de carga puntual
		Martillo de Schmitd
	Resistencia a la traccion	Ensayo de Traccion Directa
		Ensayo de Traccion Indirecta
	Velocidad de ondas sonicas (Vp, Vs)	Medida de Velocidad de ondas elasticas en laboratorio
Resistencia (parametros c y ϕ)	Ensayo de compresion triaxial	
Deformabilidad (modulos de deformacion elastica, estaticos o dinamicos, E, v)	Ensayo de compresion uniaxial	
	Ensayo de Velocidad sonica	

Figura N° 05: Cuadro de propiedades y métodos determinativos de matriz rocosa. (Camiper)

DISCONTINUIDAD

Es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de tensiones inducidas por la excavación. Las superficies de discontinuidad aparecen durante la formación de la roca (planos de estratificación, laminación, foliación, disyunción, etc) o posteriormente por causas tectónicas (esquistosidad, pizarrosidad y las fracturas: fallas y las diaclasas (estas últimas denominadas vulgarmente “juntas”). (Jorda Bordehore, 2013).



ORIENTACION

Es la posición de la discontinuidad en el espacio y comúnmente es descrito por a dirección de buzamiento y el buzamiento de la línea de máxima pendiente en el plano de la discontinuidad. (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 1987).

METEORIZACION

Denominada también intemperización, está relacionada con la modificación que sufre la superficie de la roca o en sus proximidades, debido a la acción de agentes atmosféricos. El grado de la meteorización dependerá de las condiciones climatológicas, morfológicas y la composición de la masa rocosa. La meteorización se divide en meteorización física, química y biológica. (Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía, 2004).

ALTERACION

La alteración de la roca o más propiamente dicha, alteración hidrotermal, se produce por la ascensión de fluidos o gases magmáticos a altas temperaturas a través de fracturas o zonas de falla. Éstos afectan a los rellenos de las zonas de falla y sus cajas, originando reemplazamientos y rellenos, que modifican las condiciones del macizo rocoso en los cuales se emplazan. Algunos tipos de alteración, como la silicificación y en menor grado la calcificación, mejoran las características de la masa rocosa, incluyendo las zonas de falla. Otros, como la propilitización, disminuyen levemente las condiciones debido a la presencia de cloritas en las paredes de las fracturas. La sericitización y la argilitización (aumento de minerales arcillosos) son las alteraciones más desfavorables



para los macizos rocosos donde se emplazan. (Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía, 2004).

MEDIO ROCOSO

Está integrado por los tres tipos de roca existentes en el planeta, rocas ígneas, rocas sedimentarias y rocas metamórficas. Las rocas tienen una matriz rocosa el cual es intacta siempre y cuando este material este sin discontinuidades o fracturas, o ser un bloque de roca entre discontinuidades.

Se caracteriza por su densidad, deformabilidad, resistencia, localización, geográfica y por su litología, ya sea esta única o variada.

INDICE DE DESIGNACION DE LA ROCA

Fue desarrollado por Deer (Deere et al., 1967) para promover un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa, a partir de los testigos de perforación diamantina. El RQD es definido como el porcentaje de piezas de testigos intactos mayores a 100 mm en la longitud total del testigo. El testigo deberá tener por lo menos un tamaño NX (54.7 mm de diámetro) y deberá ser perforado con un cilindro de doble tubo de perforación. Palstrom (1982) sugirió que, cuando los testigos no están disponibles pero las trazas de las discontinuidades son visibles en afloramientos superficiales o en socavones exploratorios, el RQD puede ser estimado a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen. (Hoek, 2000).



El índice RQD (Rock Quality Designation) se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud en su eje, sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación respecto de la longitud total del sondeo. Para determinar el RQD en el campo existen dos procedimientos de cálculo. (Morales Cárdenas, 2009).

A partir del mapeo de celdas geotécnicas: comprende el cálculo del RQD en función del número de fisuras por metro, determinadas al realizar el levantamiento litológico-estructural (detail line) en el área o zona predeterminada de la operación minera.

Se hace el cálculo del RQD en función del número de fisuras por metro cúbico (J_v), determinadas al realizar el levantamiento litológico-estructural en el área o zona predeterminada. Esto se usa para voladura y queda establecido de acuerdo a la relación entre RQD y J_v .

SISTEMA DE CLASIFICACION RMR (Bieniawski (1973))

Bieniawski (1976) publico los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada sistema de clasificación Geomecánica o valoración de la masa rocosa RMR (Rock Mass Rating). A través de los años, este sistema ha sido modificado sucesivamente conforme han ido examinando más casos registrados, y se advierte al lector que Bieniawski hizo cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. Los siguientes seis parámetros son usados para clasificar una masa rocosa con el sistema RMR. (Hoek, 2000).



UCS: es la resistencia en compresión uniaxial de la roca “intacta”, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (si $UCS < 1 \text{ MPa}$) a 15 (si $UCS > 250 \text{ MPa}$).

RQD: es la designación de la calidad de la roca definida por Deere et al. (1967), y el puntaje asociado a la misma puede variar de 3 (si $RQD < 25\%$) a 20 (si $90 < RQD \leq 100$).

S: es el espaciamiento entre las estructuras, y el puntaje asociado al mismo puede variar de 5 (si $s < 60 \text{ mm}$) a 20 (si $s > 2 \text{ m}$).

JC: es la condición de las estructuras, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras continuas y abiertas más de 5 mm, o con rellenos arcillosos blandos de potencia mayor a 5 mm) a 30 (en el caso de estructuras discontinuas, muy rugosas, cerradas y sin alteración de su roca de caja).

WC: es la condición de aguas, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras con flujo de aguas que se traduce en un gasto de más de 125 lt/min en un tramo de túnel de 10 m de longitud, o donde la presión del agua excede el 50% del esfuerzo principal mayor) a 15 (en el caso de estructuras completamente secas).

El uso del índice RMR permite calificar la calidad geotécnica de los macizos rocosos en una escala que varía desde 0 a 100, y considera 5 clases:

Macizos de calidad MUY MALA (Clase V, $0 \leq RMR \leq 20$).

Macizos de calidad MALA (Clase IV, $20 < RMR \leq 40$).

Macizos de calidad REGULAR (Clase III, $40 < RMR \leq 60$).

Macizos de calidad BUENA (Clase II, $60 < RMR \leq 80$).

Macizos de calidad MUY BUENA (Clase I, $80 < RMR \leq 100$).



(Flores G. & Karzulovic L., 2003).

Método del índice GSI.

El índice de resistencia geológica, GSI, fue desarrollado por Hoek (1994) para subsanar los problemas detectados con el uso del índice RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Este índice de calidad geotécnica se determina en base a dos parámetros que definen la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos:

RMS: es la “estructura del macizo rocoso”, definida en términos de su blocosidad y alteración.

JC: es la condición de las estructuras presentes en el macizo rocoso.

La evaluación del GSI se hace por comparación del caso que interesa con las condiciones típicas que se muestran en Figura 2.23 y 2.24, y el mismo puede variar de 0 a 100, lo que permite definir 5 clases de macizos rocosos:

Macizos de calidad MUY MALA (Clase V, $0 \leq \text{GSI} \leq 20$).

Macizos de calidad MALA (Clase IV, $20 < \text{GSI} \leq 40$).

Macizos de calidad REGULAR (Clase III, $40 < \text{GSI} \leq 60$).

Macizos de calidad BUENA (Clase II, $60 < \text{GSI} \leq 80$).

Macizos de calidad MUY BUENA (Clase I, $80 < \text{GSI} \leq 100$).

Tabla N° 06: Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos fracturados. Marinos & Hoek, (2000).

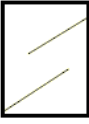
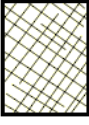




INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos & Hoek (2000)) Estime el valor típico de <i>GSI</i> considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades. NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que considerar $GSI = 35$. <u>Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural.</u> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlarán 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 <i>GSI</i> . La presión del agua no se considera al evaluar el rango de <i>GSI</i> , ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.		CONDICION DE LAS 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 pátinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos	MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pátinas o con rellenos de arcilla blanda
ESTRUCTURA DEL MACIZO		DISMINUYE LA CALIDAD →				
 INTACTA o MASIVA Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.		90			N/A	N/A
 BLOCOSA Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre si.		80			50	40
 MUY BLOCOSA Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.		70				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.		60				20
 DESINTEGRADA Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.						10
 LAMINADA / CIZALLADA Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre si y que no definen bloques.		N/A	N/A			

Tabla N° 07: Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos estratificados y heterogéneos. Marinos & Hoek, (2000).

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS (Marinos & Hoek (2000))		CONDICION ESTRUTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)				
En base a una descripción de la litología, la estructura del macizo y la condición de las estructuras (especialmente los planos de estratificación), seleccione una zona en la tabla. Ubique en esa zona la posición correspondiente a la condición de las estructuras y estime el valor medio de <i>GSI</i> . NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que suponer $GSI = 35$. Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas ellas controlarán 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 <i>GSI</i> para condiciones regular, mala o muy mala de las estructuras. La presión del agua no se considera al evaluar el <i>GSI</i> (análisis en esfuerzos efectivos).		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no Meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.	REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y lateradas.	MALA Muy lisas, ocasionalmente pulidas, con pátinas compactas o rellenos con fragmentos angulosos.	MUY MALA Muy lisas y pulidas o de superficies muy meteorizadas, y con pátinas o rellenos de arcilla blanda.
COMPOSICION Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO						
	A. Estratos gruesos de arenisca de mucha blocosidad. El efecto de posibles pátinas pelíticas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o taludes, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.	70	A		20	
	B. Arenisca con lentes delgadas de limonita.	60	B, C, D, E			
	C. Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.					
	D. Limolitas o esquistos limosos con estratos de arenisca.	50	F		10	
	E. Limolitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.					
C, D, E y G: Pueden estar más o menos plegados que lo indicado, pero esto no altera su resistencia. Si presentan deformación tectónica, fallamientos y pérdidas de continuidad, cambie estas categorías a F y H.		40		30		
	F. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, muy plegados y Cizallados, con estratos de arenisca deformados y quebrados, definiendo una estructura casi caótica.	N/A	N/A	G	H	
	G. Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.					
	H. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.					

→ Indica deformación por tectonismo.

2.7.6. FACTOR SEGURIDAD

Los métodos de cálculo de estabilidad de taludes más utilizados analizan el equilibrio de una masa deslizante, comparando las fuerzas tendentes al movimiento de la masa con las fuerzas se oponen al mismo. Se define el factor seguridad al coeficiente de las fuerzas estabilizadoras sobre las fuerzas desestabilizadoras.

$$F. S. = \frac{\text{FUERZAS ESTABILIZADORAS}}{\text{FUERZAS DESESTABILIZADORAS}}$$

O bien en términos de tensiones:



$$F. S. = \frac{\text{Tensiones Tangenciales Resistentes}}{\text{Tensiones Tangenciales Deslizantes}}$$

El talud será estable siempre que el factor de seguridad sea mayor a 1m (F.S. < 1).

2.7.7. ESTABILIDAD DE TALUDES

Estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica - geotécnica. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diferentes factores que integran el incremento en los esfuerzos de corte y disminución en la resistencia del material:

FACTORES CONDICIONANTES

Litológicos: Tipo de materiales existente

Estructurales: Discontinuidades, fallas, en los materiales.

Hidrológicos: Presencia de agua y flujos subterráneos.

Geométricos; Gradiente Hipsométrico, orientación de discontinuidades.

FACTORES DESENCADENANTES

Geodinámica Externa: Variación en presión de poros, flujos superficiales, meteorización, relleno de fisuras y grietas por el agua.

Geodinámica Interna: Alteración del estado de inercia (sismicidad), movimiento.



Antrópicos: Excavación del Pie, sobrepeso en cabeza, rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como en minería.

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten. Los taludes pueden ser de roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

2.8. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando estos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar una desestabilidad.

Los análisis permiten definir la geometría de nuestro talud que debe de ser aplicado para lograr el factor de seguridad requerido. En caso de taludes inestables, los análisis permitirán diseñar medidas de corrección y estabilización adecuadas.

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 se pueden agrupar en (Gonzales de Vallejo, 2002):



Métodos determinísticos

Métodos probabilísticos

2.8.1. PRINCIPALES MODOS DE INESTABILIDAD.

En cualquier parte de la superficie terrestre la gravedad actúa continuamente sobre los materiales, que tienden a dirigirse hacia niveles más bajos. El término más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el de deslizamiento.

Dicho término implica movimientos de masas formadas por diferentes tipos de materiales: rocas, suelos, rellenos artificiales o también combinaciones de los mismos, a través de una superficie determinada denominada de rotura. La velocidad con que se desarrollan las roturas de los taludes es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos y del tipo de deslizamiento. El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que va progresando hasta convertirse en una rotura generalizada. (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2007).

El acabado conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas, repercute enormemente en los costos y en la seguridad, por ello las investigaciones de campo (in situ) y de laboratorio deben ser las suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles modos de rotura. Se presenta a continuación una revisión de los tipos de fallas probables en un talud: cuando esta se encuentra dominada por las estructuras (con control estructural) y cuando no es posible determinar la familia de



discontinuidades que determinaría el modo de falla (sin control estructural). (Morales Cárdenas, 2009).

La orientación de las distintas familias de discontinuidades combinadas con la orientación del talud en cada dominio estructural, dan origen a la formación de los potenciales modos de falla que se podrían presentar en el talud. (Hoek, Practical Rock Engineering, 2000).

Los diferentes modos de falla en taludes están asociados con diferentes estructuras geológicas y este es importante para el diseñador que podrá reconocer potenciales problemas de estabilidad durante la realización de las fases del proyecto. Algunas pueden ser identificadas mediante la representación y ploteo de polos en estereogramas. (Wyllie & Mah, 2004).

Desde el punto de vista mecánico, los modos de falla que se suelen producir mayormente en los taludes en roca se pueden dividir en cuatro grupos, a saber:

Modos de falla por deslizamiento según uno o varios planos de discontinuidad que afloran en el talud y que incluirán los modos de falla plana y en cuña.

Modos de falla por movimiento relativo de bloques a través de planos de discontinuidad preexistentes que no afloran necesariamente y que incluirán los modos de



falla por volteo o vuelco, algunas fallas que siguen discontinuidades paralelas al talud y las fallas de varios bloques.

Modos de falla producidas parte por deslizamiento a lo largo de planos de discontinuidad y parte por rotura de la roca y que incluirán los modos de falla en escalón, mixtas, complejas y por pandeo.

Modos de falla que se producen siguiendo una superficie circular, sin relación importante con los planos de junta, y que en términos generales se denominan fallas circulares.

Dentro de este encuadre general, los modos de rotura que se producen de manera más frecuente en el ámbito de las ingenierías civil y minera son la rotura plana, la rotura en cuña, la rotura por vuelco, la rotura circular y la rotura siguiendo discontinuidades paralelas al talud. (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2007).

2.8.2. FALLAS DE CONTROL ESTRUCTURAL

FALLA PLANA.

Se entiende por falla plana, o rotura planar, como aquella en el que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Siendo la más sencilla de las formas de rotura posibles se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud. La representación semiesférica en la red de Schmidt de esta condición se observa en la Figura N° 06, se prevé el deslizamiento cuando

el rumbo de la familia de discontinuidades es similar al del talud y su buzamiento menor que este. (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 1987).

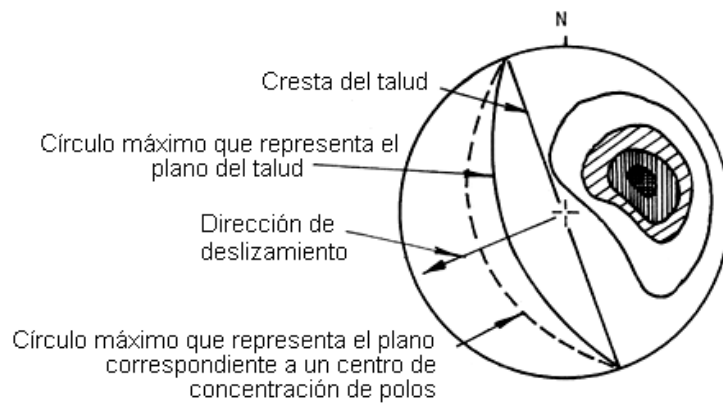


Figura N° 06: Estereograma de Falla Tipo Planar. Modificado de Hoek y Bray, (1981).

FALLA POR CUÑA.

La falla en cuña es un tipo de deslizamiento traslacional que está controlado por dos o más discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasa, falla, etc).

Este tipo de deslizamientos generalmente se dan en macizos rocosos resistentes, con discontinuidades bien marcadas. Este tipo de fallas es sin duda una de las más comunes en taludes excavaos en roca, fácilmente observados en canteras. (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2007).

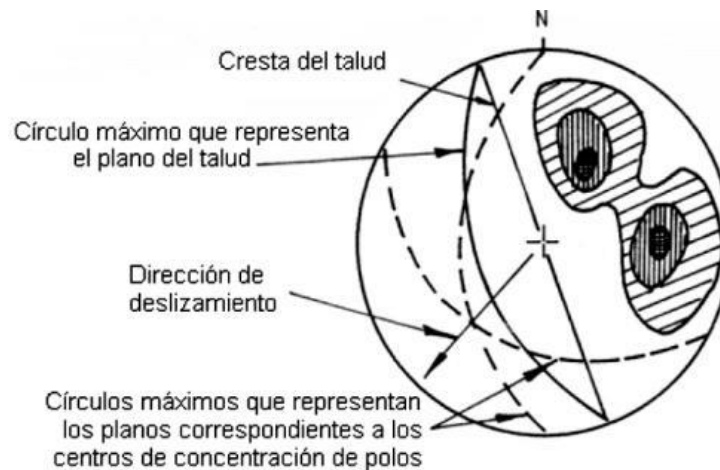


Figura N° 07: Estereograma de Falla Tipo circular. Modificado de Hoek y Bray, (1981).

FALLA POR VUELCO.

Las fallas por vuelco de taludes aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad: falla, estratificación, etc., coincide aproximadamente con el del plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso. Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo, se produce el vuelco por flexión; además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques o un vuelco de bloques por flexión. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2007).

Una rotura o falla por volcamiento se produce debido a la existencia de un set de fracturas paralelas o sub paralelas y otro set perpendicular o sub perpendicular. Estas estructuras forman bloques los cuales pierden la adhesión a la matriz y pueden rotar por sobre la base por efectos de la gravedad. La condición en la red de Schmidt se observa en la Figura N° 08 (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 1987).

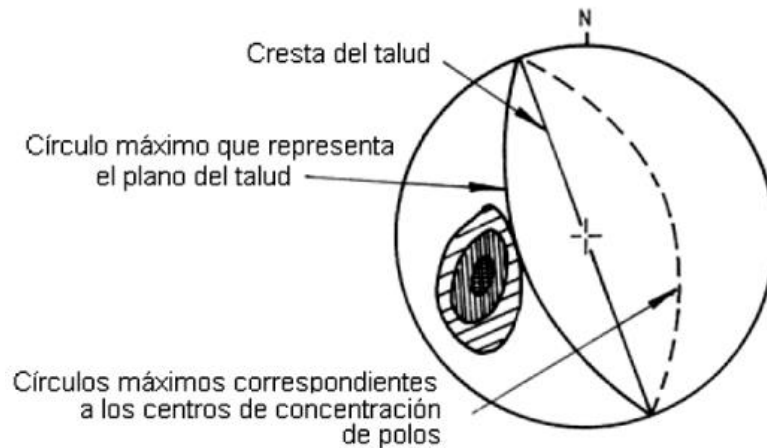


Figura N° 08: Estereograma de Falla Tipo Vuelco. Modificado de Hoek y Bray, (1981).

FALLAS SIN CONTROL ESTRUCTURAL

CAIDA DE ROCAS

Es el tipo de falla más simple, y sucede cuando una roca suelta, o varias, se movilizan producto de una pequeña perturbación que hace cambiar su estado desde reposo a movimiento, rodando por el talud hasta quedar detenida. Su predicción es muy difícil y por tanto se recurre comúnmente a métodos de contención de rocas en la caída más que al modelamiento de la falla misma, por lo tanto, modelos de simulación de caída relativas de rocas sueltas son capaces de producir razonablemente exactas predicciones de trayectorias de caída de rocas. (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2007).

FALLA CIRCULAR

También conocida como deslizamiento o rotura rotacional, es producida por muchos sets de fallas, las cuales tienen distintos rumbos y manteos, y dejan la roca muy fracturada, perdiendo la cohesión. Por la cantidad de fracturas, el macizo rocoso se transforma en una especie de gravilla, la que desliza por la cara del talud, tal como se

muestra en la Figura N° 09 Esta aproximación de rotura se hace cuando no es posible determinar la familia de discontinuidades que controla la inestabilidad (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 1987).

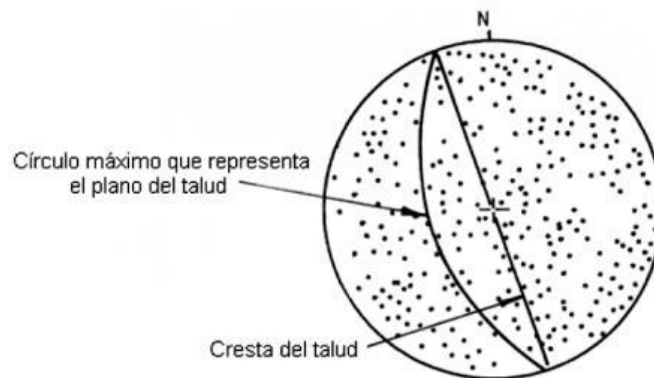


Figura N° 09: Esterograma de Falla Tipo Circular. Modificado de Hoek y Bray, (1981).

FACTORES QUE AFECTAN LA INESTABILIDAD DE TALUD

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), factores geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad). El conocimiento de cada uno de estos factores permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación del estado del mismo y diseñar medidas de prevención y corrección. (Gonzales de Vallejo, 2002).

La posibilidad de que se produzcan movimientos en un talud depende de la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia del mismo. Una variación de alguno de dichos factores, por causas naturales o debidas a la actividad humana, puede traducirse en un incremento o disminución de las tensiones o



de la resistencia al corte, cuyo efecto inmediato puede ser la inestabilidad de una masa de rocas. Los principales factores que suelen normalmente pueden desencadenar la inestabilidad de taludes son: el agua, el hielo y nieve, sismicidad y la actividad humana. (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2007).

2.9. ENSAYOS

2.9.1. ENSAYOS EN CAMPO

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA (DPL)

El ensayo DPL (NTP 339.159), consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm de una punta cónica de 90° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo nos permite obtener la compacidad o consistencia del suelo y un registro continuo de la resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor “N_{SPT}” del ensayo de penetración estándar (SPT- ASTM D-1586) en función del tipo de suelo, para cada 30 cm de penetración, en el cuadro 4 se presenta un resumen de los sondeos ejecutados.

ENSAYO DE CONO DE ARENA

La calidad durante un proceso de compactación en campo se mide a partir de un parámetro conocido como grado de compactación, el cual representa un cierto porcentaje. Su evaluación involucra la determinación previa del peso específico y de la humedad óptima correspondiente a la capa de material ya compactado. Este método de conocer el grado de compactación es un método destructivo ya que se basa en determinar el peso específico seco de campo a partir del material extraído de un hoyo, el cual se realiza sobre la



Capa de material ya compactada. Es importante decir que este ensayo aplica solo para suelos granulares y que sean cohesivos, también tenemos que mencionar que mientras se está haciendo el ensayo no poder haber vibraciones cerca del lugar donde se está haciendo la prueba

Para hacer este ensayo vamos a necesitar el siguiente equipo:

Molde próctor para conocer la densidad de la arena.

Equipo (compuesto de un frasco, un cono metálico y arena sílica o de Ottawa que pase la malla #20 y se retenga en la #30

Base metálica para el cono

Balanza de 20 kg con aproximación de 1 gr

Una charola cuadrada

Una brocha y una cuchara

Una cápsula de aluminio con tapa

Un horno con temperatura controlable que sea capaz de mantener una temperatura de 110°C

Un cincel y un martillo

Bolsas de plásticas

Una placa de 10cm de diámetro

2.9.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas por los diferentes procesos de extracción son llevadas a laboratorio para la realización de ensayos. Los principales objetivos de hacer ensayos de



laboratorio son de brindar una clasificación exacta del material extraído y determinar parámetros cualitativos y cuantitativos que representen el comportamiento mecánico y en algunos casos el comportamiento químico del material rocoso. (Suarez Burgoa, 2013).

ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACION DE SUELOS

Análisis granulométrico por tamizado	MTC E-107
Límite líquido y Límite plástico	MTC E-110, E-111
Contenido de humedad	MTC E-108
Clasificación SUCS	ASTM D-2487
Clasificación ASSHTO	AASHTO M-145

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Consiste en inducir una falla en una muestra de suelo, a través de la imposición de dos esfuerzos: el primero de ellos un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante que se da mediante la aplicación de una carga horizontal.

Este método de ensayo tiene como propósito obtener datos por medio de los cuales se puedan determinar las siguientes constantes de los suelos:

Consolidación inicial y final.

Contenido de humedad de la muestra.

Valor de cohesión y Angulo de fricción.



CLASIFICACION DE ENSAYOS

ENSAYOS NO CONSOLIDADOS – NO DRENADOS (UU).

En este ensayo se permite que la etapa de consolidación se presente antes de someter la muestra a esfuerzos cortantes, siendo así, en el momento de aplicar las cargas horizontales la presión de poros en cero, pero dicha presión horizontal es rápida y esto hace que durante el ensayo no se disipe la presión de poros.

ENSAYO CONSOLIDADO – NO DRENADO (CU)

Se considera como el ensayo más lento y por ende el más demorado de todos. Se efectúa de igual manera que en ensayo CU pero al aplicar el esfuerzo cortante, este se aplica de la manera más lenta posible permitiendo así el drenaje de la muestra en todo momento y la disipación de las presiones de poros.

ENSAYO CONSOLIDADO DRENADO (CD)

Es el método para determinar el corte directo de los suelos bajo condiciones consolidadas y drenadas. El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a una velocidad de deformación controlada en o cerca de un plano de corte determinado por la configuración del aparato de corte

PESO UNITARIO Y DENSIDAD.

El peso unitario de una roca, γ , es definida como la relación entre el peso (W) y el volumen total (VT) de la muestra.



$$\gamma = \frac{W}{V_{\tau}}$$

La densidad de una roca, ρ , es definida como la relación entre la masa (M) y el volumen total (V_{τ}) de la roca. (Read & Stacey, 2009).

$$\rho = \frac{M}{V_{\tau}}$$

La medida de la masa de la muestra de material rocoso es directa a través de una balanza, sin embargo, la medida del volumen bruto de la muestra puede abordarse por dos métodos. Dependiendo del tipo de muestra que se dispone; estos son: por medidas con calibrador para cuerpos de prueba de forma geométrica regular; y por el principio de Arquímedes para muestras de formas irregulares. (Suarez Burgoa, 2013).

2.10. SOSTENIMIENTO DE TALUD

2.10.1. RESLOPING Y DESCARGA

Se le llama así al abatimiento o disminución de la pendiente de los taludes. Es uno de los métodos más utilizados para mejorar su estabilidad y en ocasiones es la primera opción a considerar. Al igual que otros métodos, este no es de uso universal y su efectividad puede variar de un sitio a otro.

El abatimiento de la pendiente puede ser efectivo en deslizamientos rotacionales, pero generalmente tiene muy poco efecto o puede tener un efecto negativo en deslizamientos de traslación.

Las pendientes resultantes de la conformación deben ser estables. Valores típicos:

Materiales	Relación del Talud (Horizontal: Vertical)
La mayoría de rocas	1/4:1 a 1/2:1
Suelo muy bien cementados	1/4:1 a 1/2:1
Mayoría de suelos "in situ"	3/4:1 a 1:1
Roca muy fracturada	1:1 a 1 1/2:1
Suelos granulares, gruesos, sueltos	1 1/2:1
Arcilla plástica	2:1 a 3:1
Mayoría de rellenos	1 1/2:1 a 2:1
Rellenos de enrocado	1 1/3:1

Figura N° 10: Relación de talud de acuerdo a los materiales existentes. (Camiper)

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H:1V
	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
Suelo arenoso		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Figura N° 11: Pendientes sugeridas en corte de talud. (Camiper):

2.10.2. SCALING Y TRIMMING

Estos términos, en el campo de estabilización de taludes, se refiere en general a tareas de limpieza y remoción en superficie. El objetivo de estas tareas es generar un incremento de la seguridad del macizo rocoso frente problemas de inestabilidad. La elección de uno y otro método estará dada por las posibilidades de acceso y operación de cada caso en particular.

SCALING

Remoción de rocas sueltas o inestables y de los escombros o residuos que puedan existir en la superficie de corte, de un talud existente.

Varias Técnicas.

- Eliminación a mano
- Uso de dispositivos manuales como barretas de acero.
- Gatos hidráulicos o neumáticos.
- Incorporación de lechada o elementos expansivos.
- Medios mecánicos que requieran el uso de maquinaria de pequeño porte que pueden trasladarse por la superficie del talud.

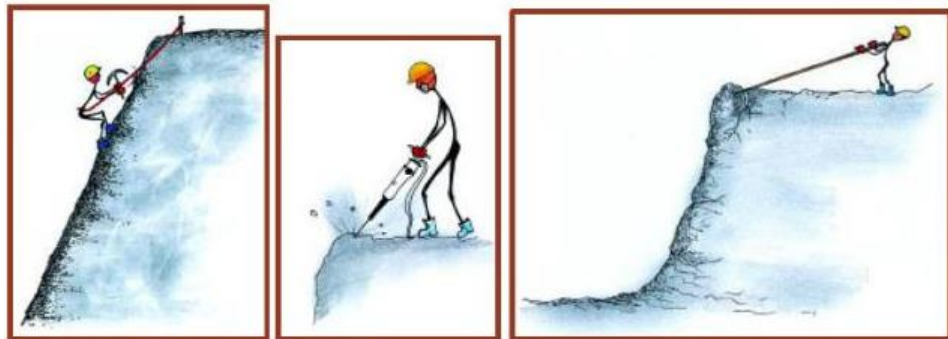


Figura N° 12: Imagen de técnicas del método Scaling. (Camiper).

TRIMMING

Se le llama al proceso en el que se eliminan las salientes de roca suelta e inestable de la superficie del talud.

- Técnicas de remoción.



- Corte por medios mecánicos de percusión.
- Uso de explosivos (voladura).

2.10.3. BANCOS Y BERMAS

Proceso constructivo para la estabilización de taludes de gran tamaño y longitud.

Ventajas de los bancos

- Aumenta la estabilidad del talud
- Facilita el proceso constructivo y/o extractivo.
- Retienen caídas de fragmentos de roca.
- Se ubican en ellas zonas drenaje
- Facilitan los trabajos de saneo y saneamiento.
- Facilitan los trabajos de restauración.

Ventajas de utilizar bancos altos

- Mayor eficacia en perforación y mayor rendimiento en producción
- Mejor rendimiento por disminución de desplazamientos y menor coste en explosivos.
- Menor número de bancos implica mayor concentración y eficiencia de equipos y maquinaria.
- Menor longitud de accesos: menor costo en infraestructura.
- Ventajas de utilizar bancos pequeños
- Mayores condiciones de seguridad y personal.



- Menor desviación en las perforaciones: aumenta el rendimiento en perforación y voladura. Además de estar más controlada por temas de vibración y fragmentación.
- Mayor facilidad para realizar los accesos.
- Mejor restauración final en la explotación.
- Bermas
- Se utilizan como plataformas de acceso en el talud de una excavación.
- Actúan como protección frente a desprendimientos.
- Uso muy generalizado en obras civiles. (en taludes de más de 25m, anchura mínima de tres metros.
- Se utiliza para el uso de drenes y la ubicación de medidas protectoras.
- También pueden ser utilizadas como vías para el transporte de mineral.
- Por medidas de seguridad, es conveniente que tengan medidas contra pendiente.

2.10.4. SOSTENIMIENTO DE BANCOS.

En la construcción de bancos, se encuentran diferentes métodos de estabilización, ya sea por el mismo tipo de material o por materiales diseñados para su uso como son los siguientes.



A. MALLA ELECTROSOLDADA ANCLADA

Son mallas exteriores electro soldados, ancladas con pernos, cáncamos, para evitar la ocurrencia del desprendimiento de bloques de roca material. Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen de la caída de bloques superficiales, pero o representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca.

El principio de la malla anclada actúa como una membrana alrededor de la masa o bloque inestable; a su vez pueden ser reforzadas con cables y/o alambres, los cuales se amarran a los anclajes, también pueden utilizarse las mallas hexagonales.

Las mallas deben usarse solamente en los casos en que esta queda en contacto directo con la superficie directo con la superficie del talud para formar un contacto continuo en toda el área protegida de la fachada de talud. En el caso de la presencia de áreas de bloques pequeños sueltos se deben intensificar los anclajes para estas áreas. El sistema de malla anclada se compone de tres elementos básicos.

- Anclajes.
- Cables.
- Malla.

B. HORMIGON PROYECTADO (SHOTCRETE)

Es un proceso por el cual se proyecta hormigón a alta velocidad sobre una superficie, usando una manguera, donde se impulsa mediante aire comprimido, para



conformar elementos estructurales o no estructurales en edificaciones. La mezcla que se utiliza para este tipo de hormigón es relativamente seca y se consolida por la fuerza del impacto, desarrollando una fuerza de compresión similar al hormigón normal o al hormigón de alta resistencia, dependiendo de la dosificación usada.

Se utiliza con la finalidad de minimizar el desprendimiento de bloques y el deterioro de la superficie del macizo puede utilizarse el concreto lanzado, se le denomina así al mortero colocado por bombeo a presión con agregados de 20mm de diámetro. Cuando el mortero utiliza partículas de menor tamaño se le denomina “gunita”. Los espesores aplicables son en capas de 8 a 10 cm.

La membrana no actúa por sí sola como estructura de contención y no hay transferencia de cargas de la masa de roca a la membrana de concreto, la pantalla o membrana de concreto proyectado actúa como refuerzo superficial y no como contención.

Se deben instalar perforaciones o “lloraderos” a través de la membrana de concreto para impedir la formación de presiones de agua detrás de esta. Para obtener mejores resultados se recomienda colocar el concreto inmediatamente después de realizada la excavación.

Para obras permanentes se debe colocar una malla de refuerzo para reducir el riesgo de agrietamiento o deslizamiento de la protección. El refuerzo puede ser de malla, acero o



de fibras de polipropileno. Es común el uso de malla de 3.5mm. de diámetro con separaciones de 10 cm. en las dos direcciones.

Para que el mortero tenga un refuerzo adicional se mezcla con fibras de acero o sintéticas. La proporción de fibras de acero es de aproximadamente 60 kg/m^3 y para fibras de polipropileno de 6 kg/m^3 .

2.11. GEOFISICA

2.11.1. PROSPECCION GEOFISICA

Un sismograma detecta dos tipos de ondas de cuerpo. Ondas P y S, además de las ondas superficiales Love y Rayleigh. Estas últimas, son generadas por la interacción constructiva de las ondas de cuerpo con la estructura interna de la tierra. La energía de las ondas superficiales se concentra cerca de la superficie, se dispersa bidimensionalmente y decae progresivamente como r^{-1} , mientras que la energía de las ondas de cuerpo se dispersa como r^{-2} , entonces para grandes distancias (r) de la fuente las ondas superficiales predominan en los registros.

Las ondas superficiales tienen su amplitud máxima en la superficie libre y disminuyen exponencialmente con la profundidad.

Las ondas de Rayleigh causan un movimiento rodante parecido a las ondas del mar y las partículas del medio se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical, que pasa



por la dirección de propagación. En la superficie el movimiento de las partículas es retrógrado con respecto al avance de las ondas.

Las ondas Love se deben a la interferencia constructiva de ondas SH, por lo que no pueden existir en un semi-espacio si no que requieren al menos una capa sobre un semi-espacio, donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica, por lo que las ondas Love requieren la existencia de una capa superficial de menor velocidad en comparación a las formaciones subyacentes o de un gradiente de velocidad (velocidad se incrementa con la profundidad), Wysession 2003.

2.11.2. PRINCIPIO DEL METODO DE TOMOGRAFIA SISMICA DE REFRACCION

El método convencional de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (Ondas P) generadas por una fuente puntual activa, de energía impulsiva en un punto conocido. A diferencia de la refracción sísmica convencional en la tomografía sísmica de refracción se usa el mismo principio, pero con varios disparos a lo largo del tendido de geófonos en distancias pre establecidas.

La energía generada por la fuente activa es detectada, amplificada y registrada, de tal manera que se puede determinar los tiempos de viaje desde la fuente a cada receptor (Geófono).

El inicio de la grabación es dado a partir de un dispositivo o SWITCH que da el tiempo cero para evaluar el tiempo de recorrido. Estos datos de tiempo y distancia (Dromocronas), permiten evaluar las velocidades de propagación de las ondas P a través de los diferentes suelos y rocas, cuyas estructuras, geometría y continuidad son investigadas. Mediante software especializado y un método de inversión adecuado es generada la sección 2D de velocidades, a partir del cual podemos identificar y delimitar los diferentes estratos en el subsuelo.

Todas las formas de análisis manejan criterios que utilizan la suposición de la Ley de Snell en cuanto a la reflexión y refracción de las ondas P. A partir de los datos de espesor y velocidades obtenidos se puede inferir características geotécnicas como compacidad, tipo de suelo y densidad.

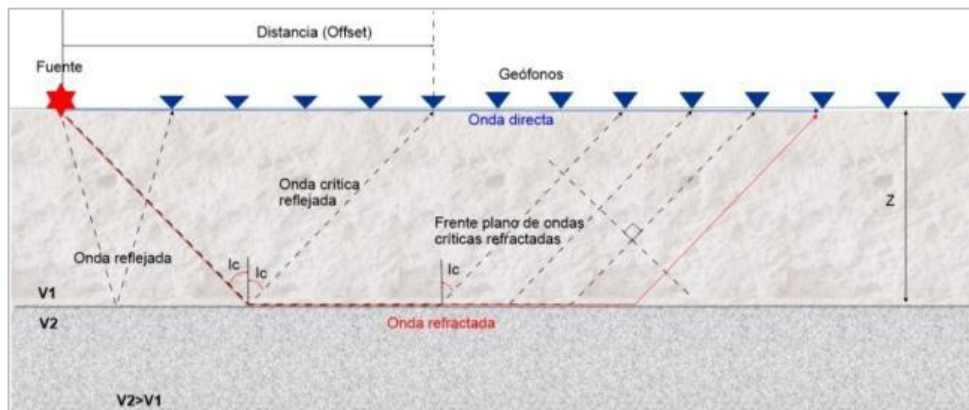


Figura N° 13: Principio del método de refracción sísmica.

2.11.3. METODO DE ANALISIS MULTICANAL DE ONDAS

SUPERFICIALES (MASW)

La técnica de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) (Park et al., 1999), es un método sísmico no destructivo que evalúa el espesor, así como también la condición elástica (Rigidez) del suelo.

El método MASW analiza las propiedades de dispersión de los tipos de ondas Rayleigh, los cuales se propagan horizontalmente a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores tal como se muestra en la figura 19.

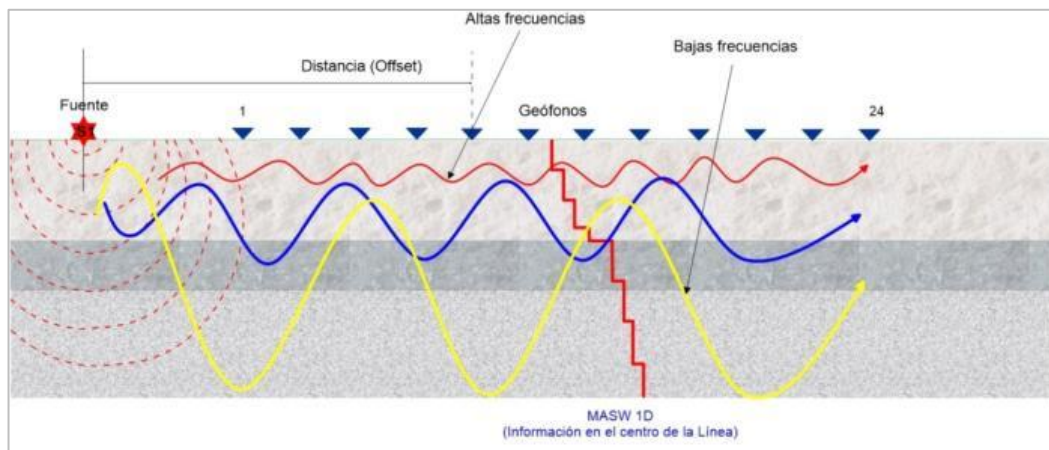


Figura N° 14: Diagrama conceptual de la propagación de las ondas superficiales.

2.11.4. VALORES TIPICOS DE VELOCIDAD DE PROPAGACION DE ONDAS SISMICAS



Se ha recopilado tablas de diversos autores, que contienen velocidades de propagación de ondas, los que sirven de referencia en etapas de interpretación de los resultados.

Tabla N° 08: Velocidad de propagación en distintos materiales. Arce Helberg (1990).

Descripción	Vp (m/s)
Suelo de cobertura	< 1000
Roca muy alterada o aluvión compacta	1000 – 2000
Roca alterada o aluvión muy compacta	2000 – 4000
Roca poco alterada	4000 – 5000
Roca firme	> 5000

Tabla N° 09: Velocidad de propagación. Martinez Vargas A. (1990).

Descripción	Vp (m/s)
Arena suelta sobre el manto freático	245 – 610
Suelo blando	< 300
Arena suelta bajo el manto freático	45 – 1220
Arena y gravas	300 – 1000
Arena Suelta mezclada con grava húmeda	455 – 1065
Rocas blandas, grava y arena fina compacta	1000 – 2000
Grava suelta, húmeda	455 – 915
Roca compacta	2000 – 4000
Roca muy compacta	> 4000



Tabla N° 10: Velocidades de ondas de corte "S" para diversos suelos. CISMID seminario taller dinámica de suelos. (1991).

TIPO DE SUELO*	Vs (m/s)
Limo	210
Arcilla	350
Arena	450
Arena Fina	460
Arena Media	600
Arena Gruesa	300
Arena Marina	360
Grava	510
Grava Gruesa	650

2.11.5. PROCESAMIENTO E INTERPRETACION DE MASW

El procesamiento consiste en la generación de las curvas de dispersión por medio de la transformada de Fourier llevando del dominio tiempo-distancia al dominio frecuencia-velocidad de fase, es en este dominio donde se realiza el análisis de velocidades mediante el picado. Los datos de velocidad obtenidos mediante el picado corresponden a velocidades de ondas Rayleigh posteriormente por medio de la inversión serán convertidas a velocidades V_s y finalmente mediante un modelo inicial se genera el modelo unidimensional de V_s final.



CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1. MATERIALES Y EQUIPOS

3.1.1. MATERIALES Y EQUIPOS DE CAMPO

En el desarrollo del estudio de campo para la evaluación de taludes, es importante la utilización de los siguientes equipos.

Tabla N° 11: Materiales utilizados en campo

MATERIAL	USO	MARCA
Picota de geólogo	Determinación de la resistencia de roca, a través de golpes.	Swingt
Brújula	Determinación y recolección de datos de las estructuras	Brunton
Flexómetro	Medición de longitudes de las estructuras.	Truper
GPS	Recolección de coordenadas geográficas de estructuras y estaciones geomecánicas.	Garmin



3.1.2. MATERIALES Y EQUIPOS DE LABORATORIO

Tabla N° 12: Equipos de ensayos

EQUIPO	USO	MARCA
Densidad de campo	Determinar la densidad del material	CSCRR
DPL	Determinar la consistencia de un material	
Tamices de Granulometría	Tamizado de materiales, mediante diferentes mallas.	Germany
Corte directo	Determinar la cohesión y ángulo de reposo.	

3.2. METODOLOGIA DE INVESTIGACION

El proyecto de investigación es de tipo descriptivo, no experimental; que resulta del desarrollo de la técnica y del conocimiento humano, como consecuencia del esfuerzo que realiza el hombre por penetrar en lo desconocido a través de su actividad transformadora.

La descripción es el método empírico de estudio de un objeto, en el cual el investigador observa, describe y toma las características geomecánicas, para el esclarecimiento de las propiedades y relaciones del objeto, que son de utilidad en la investigación.



En la elaboración de esta tesis, se toma dos métodos de investigación relacionados a la geología cuales son: Metodología de trabajo de campo y Metodología de trabajo en gabinete. Se llevó de acuerdo a lo siguiente.

A. TRABAJO EN GABINETE

Se inició con la recolección de bibliografía y datos a cerca del lugar de estudio, de la misma forma la elaboración de herramientas de documentos de trabajo, como planos topográficos, formatos de recolección de datos y tablas de clasificaciones. Así mismo se hizo un listado con todos los equipos a utilizar en campo, así como los ensayos elaborados en el mismo.

B. TRABAJO EN CAMPO

Se realizó in situ la recolección de información sobre la geología, litología, estratigrafía, geología estructural, geomorfología, petrología, hidrología, hidrogeología.

CARACTERIZACION GEOLOGICA

Basada en la clasificación geomecánica de Bieniawski. Estos rasgos se medirán directamente en el macizo rocoso y esto trata de obtener:

Resistencia a la compresión de la matriz rocosa, que va de extremadamente dura, muy dura, dura, ligeramente dura, blanda a muy blanda. Este parámetro se determinó con la ayuda de la picota de geólogo, haciendo golpes en las caras cercanas a una arista de las rocas.

- R.Q.D. grado de fracturación del macizo rocoso, establecida en muy mala, mala, regular, buena, muy buena.



- Separación entre diaclasas, establecida en la tabla de bieniniawski. Este parámetro se obtuvo a través de la medición de los espacios o separaciones que existe entre una fractura y/o fisura con otra, con la ayuda de un flexómetro. Este es determinado de acuerdo al afloramiento del macizo rocoso.

- Condiciones de las discontinuidades, donde se considera los siguientes parámetros.

Longitud de las discontinuidades, se determina mediante la medición de la longitud total que contiene una discontinuidad; teniendo como inicio y límite, el comienzo o final del afloramiento del macizo o la desviación con otra discontinuidad.

Abertura de las caras de las discontinuidades, este parámetro es el resultado de la medición del espacio que existe en una fractura o fisura, tomando la medición de una cara de la fractura respecto a la otra, ubicada en frente, también entendida como ancho de fractura. Con la ayuda de un flexómetro.

Rugosidad, se midió de acuerdo al criterio geológico, pasando con la palma de la mano por encima de la cara vista del afloramiento rocoso, determinado así, si es muy rugosa, rugosa, ligeramente rugosa, ondulada o suave.

Alteración de las discontinuidades.

Relleno de las discontinuidades. Este parámetro es medido

Presencia del agua en un macizo rocoso.

Orientación de las discontinuidades.

C. TRABAJOS IN SITU

Los trabajos de campo se llevaron a cabo del 05 al 15 de Agosto del 2016, y desarrollo un conjunto de actividades orientadas a medir y auscultar los suelos del



substrato que consistió en la ejecución de la excavación manual a cielo abierto de 06 trincheras, 02 calicatas, 02 ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL), 05 ensayos de densidad natural, 01 ensayo de refracción sísmica para determinar las ondas p y s, distribuidas convenientemente en el área de estudio y toma de 02 muestras representativas disturbadas para ejecutar ensayos de corte directo.

EXCAVACION DE TRINCHERAS

Se ejecutó la excavación de 06 trincheras en el talud inferior ubicándose entre las siguientes progresivas, km 344+290 al km 344+455 y registrándose el perfil correspondiente de suelo de acuerdo con la norma ASTM D-2488.

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA (DPL)

Consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm de una punta cónica de 90° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo nos permite obtener la compacidad o consistencia del suelo y un registro continuo de la resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor “N_{SPT}” del ensayo de penetración estándar en la norma de SPT-ASTM D-1586, en función del tipo de suelo, para cada 30 cm de penetración.

ENSAYO DE CONO ARENA

Con el fin de conocer la densidad natural del material que conforma el talud inferior, se realizaron 05 ensayos de densidad de campo por el método de cono de arena a profundidades entre 2 m y 6 m en la trinchera elaborada.



D. TRABAJO EN GABINETE

Se refiere a los análisis y cálculos que se desarrollan a partir de los datos tomados en campo, con todo ello se llega a varios resultados que requerimos para determinar y clasificar nuestras muestras.

ENSAYOS EN LABORATORIO

Se realiza varios ensayos de laboratorio concernientes, al estudio, para definir y evaluar las propiedades geomecánicas y geotécnicas de rocas y suelos; estos serán:

Ensayos estándar de clasificación de suelos	Norma
Análisis granulométrico por tamizado	MTC E-107
Límites de Atterberg	MTC E-110, E-111
Contenido de humedad	MTC E-108
Clasificación SUCS	ASTM D-2487
Clasificación AASHTO	AASHTO M-145
Ensayos Especiales	Norma
Ensayo de Corte Directo	ASTM D3080

E. INTERPRETACION DE DATOS

Los datos recopilados serán alimentados en una data para la elaboración de mapas y diseños de evaluación respecto a los taludes.



3.2.1. METODO DE EQUILIBRIO LIMITE

El método del equilibrio límite consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τ_f), calculada según el criterio de rotura de Coulomb: De tal comparación deriva la primera indicación de estabilidad, con el coeficiente de seguridad:

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema, con la única salvedad de se realizan algunas simplificaciones, que son;

Ausencia de deformaciones.

Factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura

Esta aplicación con las simplificaciones indicadas solo es posible en problemas de geometría sencilla, como la rotura planar o la rotura por cuñas.

3.2.2. METODO DE EQUILIBRIO LIMITE NO EXACTOS

En la mayoría de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta mediante la única aplicación de las leyes de la estática.

El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa para resolverlo. Se consideran dos tipos de sub – métodos.

METODO EQUILIBRIO GLOBAL DE LA MASA DESLIZANTE: La hipótesis previa que se realiza es respecto a la distribución de tensiones normales en la superficie



de deslizamientos. Entre otros, se ha desarrollado de acuerdo a este principio el “Método del Circulo de Fricción”

MÉTODOS DE FAJAS O REBANADAS: Que considera la masa deslizante en fajas verticales y se pueden clasificar en dos grupos.

Sin embargo; en el análisis de estabilidad de taludes, mediante el método de equilibrio limite, se utiliza también varios programas entre ellos el Software Slide, en el cual se hace la alimentación de datos, estos permiten hallar el factor de seguridad y el tipo de sostenimiento, que sea óptimo.

3.2.3. PROCEDIMIENTO DE TRABAJOS SISMICOS

En cada línea sísmica primero se define el eje, luego se procede a instalar los geófonos y los cables de conexión al equipo de adquisición de datos. El espaciamiento entre los geófonos es definido en función de la profundidad de exploración requerida y el área libre disponible en la zona de trabajo. Por lo general, la profundidad de investigación está en relación de 1/3 a 1/4 de longitud de la línea.

La fuente de energía utilizada para generar las ondas sísmicas consistió en una comba de 20 libras. Mediante el uso de estos implementos se logró obtener registros de ondas con la calidad adecuada.



CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. GEOLÓGICA Y GEOTECNICAMENTE

4.1.1. GEOMORFOLOGÍA

En el sub tramo afectado km 344+000 al km 344+540 se observan las siguientes unidades geomorfológicas:

FAJA SUBANDINA

El sub tramo km 344+000 al km 344+540 se ubica dentro de la unidad geomorfológica conocida como Faja Subandina constituida por cerros y colinas de elevación menor, donde se han acumulado depósitos de pie de monte.

Se reconoce que el talud inferior, la plataforma y parte del talud superior se apoyan en un macizo compuesto por lutitas rojas a marrón fracturadas, suprayacente (encima) a este estrato se constituyen areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claro competentes (como fragmentos) de grano fino en capas medias.



Figura N° 15: Grupo Huayabamba, sub km 344+000 al km 344+540, areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claras, suprayacente a lutitas rojas a marrón. (Operadora SurPeru).

Frentes activos de erosión

Las filtraciones pluviales en la cabecera del talud superior han aportado a la sobrecarga, saturando las fisuras verticales de las areniscas suprayacentes a las lutitas, originando empuje y movimiento en masa a gran escala (derrumbes), producto de ello se han formado cárcavas o surcos de proporciones espectaculares, por donde discurre actualmente el agua de precipitación. El material erosionado viene a formar el suelo coluvial.



Figura N° 16: Cárcavas formadas en el talud superior de la plataforma, por el movimiento en masa por sobrecarga y la filtración de las aguas de precipitación, sub tramo km 344+250 al km 344+540. (Operadora SurPeru).



Figura N° 17: Sub tramo km 344+110 al km 344+160, talud superior adyacente al derrumbe mayor evidencia recientes deslizamientos por erosión.

PLAYAS ALUVIALES

Adyacente al talud inferior de la plataforma se reconocen playas amplias de gran curvatura en los bordes, ligeramente horizontales, en sentido del cauce del río Inambari.

El material de deslizamientos ha llegado a cubrir parte de las playas.



Figura N° 18: Presencia de material de deslizamiento cubriendo al material aluvial depositado en las playas formadas por el Río Inambari.



Figura N° 19: La socavación y depositación del río es de tipo permanente a largo plazo, el proceso de erosión fluvial ocurre muy atenuado.

4.1.2. GEOLOGÍA REGIONAL

Para la identificación de las formaciones geológicas y la asignación de su edad, se ha tomado como base la información del Boletín N° 81, Serie “A” de la Carta Geológica Nacional, cuadrángulo de Mazuco 27-V, elaborado por el Instituto de Geología y Minería (INGEMMET), publicado en 1996, con mapa geológico a escala 1:100 000.

El marco geológico regional está conformado por rocas metamórficas, rocas sedimentarias y en menor proporción ígneas.

4.1.3. GEOLOGÍA LOCAL

Del cuadrángulo de Mazuco, 27-V, se extrae la columna lito-estratigráfica adjunta, la cual resume las características de las unidades geológicas encontradas.

Edad	Formación	Serie	Símbolo geológico	Descripción
Cenozoico	Depósitos Cuaternarios	Holocena	Q-a	Depósitos aluviales, material transportado por el Río Inambari.
			Q-co	Depósitos coluviales, material desprendidos de los taludes superiores, deslizamientos por movimientos en masa.
Cenozoico – Paleógeno	Huayabamba		P-h	Areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claro de grano fino, fisuradas y diaclasadas, en capas medianas diaclasas y lutitas rojas a marrón fracturadas.

Figura N° 20: Columna Lito-estratigrafía del sub tramo km. 344+000 – km 344+540.

GRUPO HUAYABAMBA (P-H)

Caracterizado por areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claro de grano fino, fisuradas y diaclasadas, con fragmentos competentes, infrayacentes a las areniscas se hallan lutitas rojas a marrón fracturadas.



Figura N° 21: Contacto litológico entre las areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claras y lutitas rojas a marron.

DEPÓSITOS CUATERNARIOS

En la zona de estudio se han identificado los siguientes depósitos:

DEPÓSITOS ALUVIALES (Q-A)

Son depósitos que rellenan los lechos de los cauces dentro de la zona anegadiza de los ríos. Están constituidos por la acumulación de cantos rodados, gravas, arenas y en menor cantidad, finos. Estos depósitos ocupan el cauce y playas del río Inambari.

DEPÓSITOS COLUVIALES (Q-CO)

Depósitos recientes transportados por gravedad, producto de la alteración in-situ de las rocas, derrubios de ladera, están formados por fragmentos angulares heterométricos, de tamaño grueso, englobados en matriz areno limosa, de resistencia baja, derrumbadas



por las altas presiones intersticiales como consecuencia de la sobrecarga y las precipitaciones pluviales.

4.1.4. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El Tectonismo Andino que afecta a estas secuencias del Grupo Huayabamba ha causado plegamiento, fracturamiento. La deformación de la faja Subandina fue de fuerte compresión plegando los macizos del paleozoico (rocas infrayacentes). El macizo se encuentra afectado por un plegamiento sinclinal leve.

La estructura sedimentaria es considerada como estructura en colapso, debido al resultado de la sobrecarga de los estratos suprayacentes más competentes (areniscas) sobre los estratos inferiores menos competentes (lutitas).

Se observa que la sección superior que involucra la cabecera y parte del talud superior de la plataforma del sub tramo km 344+000 al km 344+540, (arenisca diaclasada o muy fracturada) ha sido afectada por procesos de alteración, por influencia de aguas pluviales, por esta razón las areniscas derrumbadas están en estado triturado a suelo residual, manteniendo fragmentos diaclasados competentes.

El macizo constituido por arenisca feldespática cuarzosa de la cabecera del talud superior que no se ha desprendido aún, se muestra aparentemente estable, sin embargo; aún se encuentran expuestas de manera sub vertical a los fenómenos de precipitación y debe ser protegida de la erosión.

Al producirse el deslizamiento de la arenisca muy fracturada (diaclasada) y descompuesta, la lutita ha quedado libre de la sobrecarga que ejercía sobre ella una presión, por tanto, se considera estable frente a procesos dinámicos, sin embargo, permanece expuesta a fenómenos de erosión por precipitación y se recomienda control de drenaje y encausamiento.

En el sub tramo km 344+250 al km 344+540, se reconoce que en la zona media del talud superior se están formando grietas de tensión, lo que nos advierte un nuevo deslizamiento en masa, actualmente se manifiestan deslizamientos de flujos detríticos que vienen siendo removidos para mantener el tránsito de los usuarios.



Figura N° 22: Grupo Huayabamba, contacto de areniscas cuarzosas feldespáticas de color marrón claro (suprayacentes) con la Lutitas rojas a marrón (infrayacentes), el macizo se encuentra levemente plegado en estructura sinclinal.



4.1.5. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS

Se verifica la aparición de agua en el talud superior del sub tramo km 344+000 al km 344+540, en el contacto de la arenisca con la lutita, esta agua de escorrentía es producto de la infiltración de agua de precipitación en la cabecera del talud superior, la infiltración de agua de precipitación está relacionada con la conductividad hidráulica que causo la descomposición y los movimientos en masa de las areniscas.

Los surcos formados por el movimiento en masa van desde la cota 495 msnm (talud superior) hasta la cota 370 msnm (talud inferior).

Por las características litoestratigráficas y los agentes geodinámicos presentes (lluvias, sol y cambios de temperatura), se deben proteger los taludes del intemperismo con un sistema de impermeabilización (shotcrete), paralelamente se debe implementar un sistema de drenaje adecuado.



Figura N° 23: Se observa escorrentía del agua de precipitación.

4.1.6. GEODINÁMICA EXTERNA

El sub tramo afectado km 344+000 al km 344+540 se muestra inestable, se observan fenómenos de movimiento en masa del material suelto-erosionado y transportado por gravedad pendiente abajo, dicho movimiento de material se debe en gran parte a la presencia de saturación por infiltración de aguas de precipitación en la cabecera de los taludes superiores, y es un peligro para el tránsito normal del usuario.

El macizo ha sufrido sobrecarga del estrato suprayacente (areniscas), transformándose en suelo residual, debido a la influencia de procesos físicos externos, principalmente de aguas de precipitación.

El agua de infiltración ha saturado el material suelto y aumentado el peso de la arenisca sobre la lutita, dando lugar a derrumbes y deslizamientos, se observa agua en la cota 430 msnm (contacto litoestratigráfico), que está relacionada con la conductividad hidráulica saturada que afecta a las areniscas.

4.1.7. PELIGROS GEOLÓGICOS

DESLIZAMIENTOS Y DERRUMBES

El sub tramo km 344+000 al km 344+540 viene presentando deslizamientos y/o derrumbes recientes que afectan a la plataforma. El material desprendido del talud superior, se desliza principalmente por influencia de las aguas pluviales. El proceso de escurrimiento superficial masivo y de infiltración de agua de precipitación satura las areniscas muy fracturadas aumentando su peso y originando su deslizamiento.



Figura N°24: Perdida de plataforma del borde derecho en dos sectores por la erosión que ha formado surcos profundos.



Figura N° 25: Vista panorámica, se aprecia erosión e inestabilidad en los taludes sub tramo Km. 344+000 - km. 344+540.



Figura N° 26: Material detrítico producto del deslizamiento en masa sobre la plataforma.

Este fenómeno viene afectando la plataforma, las obras hidráulicas (alcantarillas y cunetas) y la línea de transmisión de energía de baja tensión existente, considerándose una amenaza geológica activa.



4.1.8. ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS

PLIEGUES

El Grupo Huayabamba se encuentra localmente afectado por plegamiento y fracturamiento. El macizo afectado se encuentra afectado por un plegamiento anticlinal leve.

FALLAS

De acuerdo al recorrido de campo, revisión de Boletín N° 81, Serie A y Carta Nacional de Mazuco 27-V, elaborado por el Instituto de Geología y Minería (INGEMMET), no se han detectado fallas regionales que afecten a los macizos investigados.

4.2. CALIDAD DE LOS MACISOS ROCOSOS

INTRODUCCIÓN

Se realizó la evaluación y estudio geotécnico con criterios de cimentación de estructuras ubicados en el talud inferior para restablecer el ancho de diseño de plataforma luego de ubicar y considerar nuevo trazo o variante del Corredor Vial comprendida en el Sector Crítico km 344+000 al km 344+540.

Para este propósito se realizaron investigaciones geotécnicas de campo mediante trincheras y calicatas, ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), evaluación de la densidad de campo, humedad y toma de muestras alteradas para ensayos de laboratorio tanto de clasificación y resistencia al esfuerzo cortante.



ALCANCES

Las actividades a desarrollarse en el presente estudio contemplan los siguientes alcances.

Recopilación y análisis de información técnica, referido a estudios en la etapa de Intervención Inicial de Emergencia (IIE),

Reconocimiento de campo

Ejecución de trincheras, y calicatas

Ejecución de ensayos in-situ, tipo DPL

Toma de muestras alteradas para ensayos de laboratorio.

Memoria descriptiva con sus respectivos sustentos, así como las conclusiones y recomendaciones.

ESTACIONES GEOMECAÑICAS

Se levantó información mediante estaciones geomecánicas en el sub tramo km 344+000 – km 344+540, para caracterizar las fracturas y fallas, con el fin de evaluar su influencia en la estabilidad del talud. Las evaluaciones de las condiciones estructurales se realizaron mediante mediciones de las discontinuidades presentes en los afloramientos rocosos, en diferentes puntos del talud superior e inferior de la plataforma. Ver ANEXO 4. Las características de las fracturas fueron registradas y evaluadas estadísticamente, siguiendo los criterios establecidos por Bieniawski (RMR).

En total se ejecutaron 6 estaciones geomecánicas, el resumen de los resultados se presenta en la siguiente tabla:

Tabla N° 13: Sub tramo km. 344+000 - km. 344+540. Ubicación de estaciones Geomecánicas y la calidad de roca.

E. G.	Ubic.	Coordenadas UTM		Cota msnm	Roca	Prof. m	RMR	Tipo	Calidad
		Este	Norte						
EG 344-1	Talud Superior	353432.68	8536232.8	495.312	Arenisca	0.00-9.00	19-20	V	Muy mala
						9.00-12.00	35-40	IV	Mala
EG 344-2		353384.77	8536238.8	506.978	Arenisca	0.00-7.00	19	V	Muy mala
						7.00-10.00	35-40	IV	Mala
EG 344-3	Talud Superior	353378.39	8536248.3	502.972	Arenisca	0.00-5.00	19	V	Muy mala
						5.00-10.00	35-40	IV	Mala
EG 344-4	Talud Superior	353349.4	8536193.1	559.668	Arenisca	3.10-8.00	19	V	Muy mala
						8.00-15.00	33-35	IV	Mala
EG 344-5	Talud Inferior	353521.94	8536340.9	405	Lutita	0.00-3.00	18	V	Muy mala
						3.00-10.00	22-35	IV	Mala
EG 344-6	Talud Inferior	353419.03	8536417.6	400	Lutita	0.00-3.00	18-19	V	Muy mala
						3.00-10.00	22-35	IV	Mala

4.2.1. RESULTADOS DE TRABAJOS DE CAMPO

EXCAVACIÓN DE TRINCHERAS

Se tomaron muestras de suelos disturbadas en el talud inferior para la ejecución de los ensayos de laboratorio, las muestras fueron identificadas y convenientemente acondicionadas para su envío a los laboratorios de suelos de INTERSUR y Universidad Particular Néstor Cáceres Velásquez, en la Tabla N° 14 se presenta un resumen de las trincheras ejecutadas.

Tabla N° 14: Resumen de excavación de trincheras.

Trinchera	Progresiva	UBICACIÓN		Profundidad alcanzada (m)	Afloramiento de Infiltración
		NORTE	ESTE		
T-1	344+295.45	8536341	353528	7	397.70msnm
T-2	344+299.23	8536343	353523	7	NE
T-3	344+421.17	8536419	353429	7.9	NE
T-4	344+429.21	8536422	353422	9.4	NE
T-5	344+438.76	8536428	353414	11	NE
T-6	344+448.47	8536436	353408	11	NE

En el ANEXO 3, se presentarán los registros de los perfiles de suelos.



ENSAYOS DPL

Tabla N° 15: Resumen de Sondeos DPL.

Trinchera	Progresiva	Ubicación		Cota	Profundidad alcanzada (m)
		Norte	Este		
DPL-1	344+300	8536335	353519	406.765	3
DPL-2	344+455	8536424	353403	400.74	7

ENSAYOS DE DENSIDAD DE CAMPO

Se presenta una tabla resumen con los valores obtenidos para este parámetro con su respectiva humedad.

Tabla N° 16: Resumen de Ensayos de Densidad.

Densidad	Cota	Coordenadas		δ_{nat}	W	δ_d
		Norte	Este			
D-1	406.8	8536341	353528	1.789	14.4	1.564
D-2	401.64	8536343	353523	1.861	15.6	1.61
D-3	396.21	8536419	353429	1.76	12.7	1.562
D-4	394.43	8536422	353422	1.791	11.6	1.605
D-5	391.68	8536428	353414	1.668	13.5	1.47

4.2.2. RESULTADOS DE TRABAJOS EN LABORATORIO

ENSAYOS ESTÁNDAR

Con las muestras alteradas obtenidas de las trincheras, se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas, consistentes en: análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg (líquido y plástico), contenido de humedad, todos los resultados se pueden ver en el ANEXO 2. Los ensayos se ejecutaron siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM). Las normas para estos ensayos son los siguientes:

Ensayos estándar de clasificación de suelos

Análisis granulométrico por tamizado

Norma

MTC E-107



Límite líquido y Límite plástico	MTC E-110, E-111
Contenido de humedad	MTC E-108
Clasificación SUCS	ASTM D-2487
Clasificación AASHTO	AASHTO M-145
Ensayos Especiales	Norma
Gravedad específica y absorción	MTC E-205
Ensayo de Corte Directo	ASTM D3080

Tabla N° 17: Resumen de los Ensayos de Laboratorio.

Trinchera	Muestra	Profundidad	Granulometría			Límites de Atterberg		Contenido de Humedad	SUCS
			Grava	Arena	Finos	LL (%)	IP (%)		
T-1	M-1	De 1.7 a 7.0	17.7	24.5	57.81	22.8	7.9	14.4	CL
T-2	M-1	De 1.7 a 7.0	52	16.3	31.8	19.4	6.2	15.6	GM-GC
T-3	M-1	De 1.5 a 11.0	21.5	28.8	49.7	26.2	11.3	12.7	CL

ENSAYOS ESPECIALES

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

En procura de obtener los parámetros geomecánicos del suelo de fundación, traducido en cohesión “c” y ángulo de fricción interna “(ϕ)” que sustentara la capacidad resistente o portante y deformacional, se ha desarrollado ensayos de corte directo consolidado y drenado sobre muestras de suelo disturbadas que fueron remoldeadas en laboratorio por la malla N° 4 por la naturaleza intrínseca e in-situ del material, para su desarrollo. Estas muestras fueron colectadas del sitio de fundación para los dos muros propuestos, a continuación, se presenta una tabla de resumen con los valores obtenidos para este parámetro con su respectiva humedad.



Tabla N° 18: Resumen de los Ensayos de Corte Directo.

Ubicación	Cota (msnm)	Parámetros de resistencia	Angulo de fricción, (ϕ)	Humedad
Km 344+310	405	0.3443	23.23	17%
Km 344+440	400.25	0.3373	22.75	16%

RESISTENCIA DE LOS DEPÓSITOS CUATERNARIOS

Bowles (1988) presenta las siguientes correlaciones, producto de correlaciones empíricas entre N_{SPT} y otras propiedades de los suelos granulares como son el tamaño de sus granos y densidad relativa, si bien no la usaremos en el presente proyecto, pero forma parte del límite inferior de los parámetros analizados.

Para el presente estudio, la caracterización de los suelos será el aporte de parámetros geotécnicos, fricción y cohesión que se manifiesta este último en un estado húmedo. En los reportes del ensayo DPL, se presentan los resultados de la correlación realizada con el método de Ohsaki (1959) y NAVFAC que a continuación se detalla.

Mediante estas auscultaciones de penetración dinámica con cono ligero (DPL) ensayo considerado de prospección indirecta se obtuvo profundidad del estrato de cobertura en los taludes superiores e inferiores y a través de correlaciones de autores de reconocida trayectoria, los parámetros geomecánicos del material, “c” y “ ϕ ”.

La correlación entre el número de golpes SPT y DPL propuesta por investigaciones recientes comprobó la siguiente equivalencia para distintos suelos:

Suelo fino: CL, ML, MH, CH

$$N_{spt} = N_{dpl}$$



Suelo grueso: SW, SC, SM, SP, GC, GM, GP, GW

$N_{spt} \approx N_{dpl}$

La bibliografía especializada, “Obtención de parámetros geomecánicas a partir de penetración dinámica continua en suelos mixtos cohesivos – granulares” nos da un alcance de la resistencia a compresión “Su” y el ángulo de fricción interna encontrada en los suelos de estudio, en busca de ese objetivo se describe las correlaciones geotécnicas utilizadas en el presente informe:

SUELOS COHESIVOS

La investigación desarrollada y publicada por NAVFAC en 1971 ayudará cuantitativamente identificar y caracterizar valores de la resistencia a compresión simple a partir del ensayo de penetración Estándar (SPT) para suelos cohesivos de distinta plasticidad, el grafico y cuadro resume este alcance:

Tabla N° 19: Valores de resistencia a la compresión. (NAVFAC).

N (golpes/30cm)	Arcilla de baja plasticidad y limos arcillosos.	N (golpes/30cm)	Arcillas de plasticidad media	N (golpes/30cm)	Arcillas de alta plasticidad
	q_u (kg/cm ²)		q_u (kg/cm ²)		q_u (kg/cm ²)
0	0	0	0	0	0
10	0.75	10	1.5	5	1.5
20	1.5	20	3	10	2.5

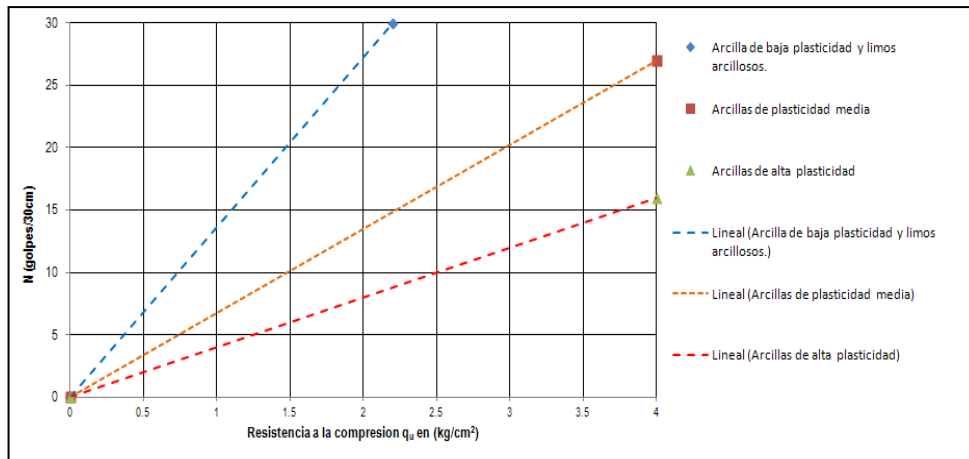


Figura N° 27: Valores Resistencia ultima en función del Nspt y tipo de suelo cohesivo.(ASSHTO).

SUELOS GRANULARES.

La expresión matemática sustentada en investigación de Oshaki, 1970 caracteriza el valor de ángulo de fricción interna ($^{\circ}$) en función del número de golpes cada 30cm en el ensayo de SPT.

$$\phi = \sqrt{20 * N} + 15$$

Donde:

N=Numero de golpes en 30cm/SPT

ϕ =Angulo de fricción interna ($^{\circ}$)

En función a esta metodología, empleada en la geotecnia, se procedió a desarrollar la auscultación de los suelos por debajo del nivel de cimentación, hasta una profundidad de rechazo, encontrándose los siguientes resultados: Ver ANEXO 3

4.2.3. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES PARA EL DESARRROLLO DE ANALISIS

Con las muestras representativas de los suelos, se realizaron ensayos estándar de laboratorio, los cuales, fueron identificados, tipos de suelos, características volumétricas



de peso unitario y propiedades intrínsecas de pesos específicos sólidos, los siguientes ensayos fueron programados en la investigación geotécnica.

Ensayos estándar de clasificación de suelos

Análisis granulométrico por tamizado
Límite líquido y Límite plástico
Contenido de humedad
Clasificación SUCS
Clasificación AASHTO

Norma

MTC E-107
MTC E-110, E-111
MTC E-108
ASTM D-2487
AASHTO M-145

Ensayos Especiales

Gravedad específica y absorción
Densidad y humedad natural
Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL)
Ensayo de Corte Directo

Norma

MTC E-205
MTCE-132
NTP 339.159
ASTM D3080

El sub tramo afectado presenta dos tipos de suelos representativos, el primero producto de la meteorización (oxidación) de la roca arenisca (Talud superior) y el segundo de la roca lutita (plataforma y talud inferior). El resultado de la caracterización de los suelos es la siguiente:

Suelo superficial 1 (Cabecera de talud superior, cota 560 msnm): Grava limosa (GW-GM) y algo de arcillas, de baja plasticidad, compacidad muy suelta, húmeda, color marrón claro, con peso unitario húmedo de 1913kg/m³ y en promedio peso específico solido de 2452kg/m³ y adsorción de 2.43%, suelo de origen por meteorización de la roca arenisca.

Suelo superficial 2 (Talud inferior, cota 408 msnm): Grava limosa (GM – GC) y algo de arcillas, de baja plasticidad, compacidad muy suelta, húmeda, color rojo a



marrón, con peso unitario húmedo de 1868kg/m³ y en promedio peso específico sólido de 2411kg/m³ y adsorción de 4.17%, suelo de origen por meteorización de la roca lutita.

También se ha identificado dos tipos de fragmentos de roca representativos, con las siguientes características de laboratorio:

Fragmento de Roca 1 (Talud superior cota 480 msnm): Sedimentaria, arenisca con minerales feldespáticas 55%, cuarzo 35%, micas 10%; con peso unitario 2352kg/m³, levemente alterada con resistencia a compresión uniaxial mayor a 291kg/cm².

Fragmento de Roca 2 (Talud superior, cota 425 msnm): Sedimentaria, lutita con minerales arcillas 60%, feldespato 20%, micas 10%; cuarzo 5% unitario 2185kg/m³, levemente alterada con resistencia a compresión uniaxial mayor a 122.1kg/cm².

Tabla N° 20: Resultados de ensayo de DPL.

Registro	Ubicación	Coordenadas UTM		Cota terreno (msnm)	Profundidad (m)	NDPL	Angulo de fricción (°)	C (kg/cm ²)
		Este	Norte					
DPL-1	Talud Superior	353397.049	8536404.371	408.959	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 1.0	6	26.0	0.07
					1.0 – 1.3	10	29.1	0.23
					>1.3, Rechazo			
DPL-2	Talud Superior	353492.899	8536332.998	418.316	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 0.7	15	32.3	0.56
					>0.7, Rechazo			
DPL-3	Talud Inferior	353485.203	8536408.586	406.144	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 1.0	2	21.3	0.08
					1.0 – 1.5	2	21.3	0.08
					1.5 – 2.0	1	19.5	0.04
					2.0 – 2.5	1	19.5	0.04
					2.5 – 3.0	1	19.5	0.04
					3.0 – 3.5	2	21.3	0.08
					3.5 – 4.0	4	23.9	0.15
					4.0 – 4.5	2	21.3	0.08



Registro	Ubicación	Coordenadas UTM		Cota terreno (msnm)	Profundidad (m)	NDPL	Angulo de fricción (°)	C (kg/cm ²)
		Este	Norte					
					4.5 – 5.0	3	22.7	0.11
					5.0 – 5.5	4	23.9	0.08
					5.5 – 6.0	7	26.8	0.11
					>6.0, Rechazo			
DPL-4	Talud Inferior	353509.125	8536448.004	378.000	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 1.0	1	19.5	0.08
					1.0 – 1.5	2	21.3	0.04
					1.5 – 2.2	2	21.3	0.08
					>2.2, Rechazo			
DPL-5	Talud Inferior	353528.990	8536339.541	404.331	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 1.0	11	29.8	0.41
					1.0 – 1.5	3	22.7	0.11
					1.5 – 1.7	20	35.0	0.75
					>1.7, Rechazo			
DPL-6	Talud Inferior	353523.877	8536357.815	399.401	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 1.0	6	26.0	0.23
					1.0 – 1.3	8	27.6	0.30
					>1.3, Rechazo			
DPL-7	Talud inferior	353520.700	8536340.637	405.059	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 1.0	2	21.3	0.08
					1.0 – 1.5	2	21.3	0.08
					1.5 – 2.0	2	21.3	0.08
					2.0 – 2.5	2	21.3	0.08
					2.5 – 3.0	9	28.4	0.34
					3.0 – 3.1	16	32.9	0.60
					>3.1, Rechazo			
DPL-8	Talud inferior	353520.700	8536340.637	405.059	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 0.8	-	-	-
					0.8 – 1.0	1	19.5	0.04
					1.0 – 1.5	4	23.9	0.15
					1.5 – 2.0	4	23.9	0.15
					2.0 – 2.5	5	25.0	0.19
					2.5 – 3.10	15	32.3	0.56
					>3.1, Rechazo			
DPL-9	Talud Superior	353361.367	8536190.408	561.451	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 0.8	-	-	-
					0.8 – 1.0	2	21.3	0.08
					1.5 – 2.0	2	21.3	0.08
					2.0 – 2.1	15	32.3	0.56
					>2.1, Rechazo			
DPL-10	Talud Superior	353347.702	8536188.875	536.700	0.0 – 0.5	-	-	-
					0.5 – 0.7	-	-	-
					0.7 – 1.0	5	25.0	0.19
					1.0 – 1.5	4	23.9	0.15
					1.5 – 2.0	8	27.6	0.30
					2.0 – 2.5	4	23.9	0.15
					2.5 – 3.0	6	26.0	0.23
					3.0 – 3.5	2	21.3	0.08
					3.5 – 4.0	3	22.7	0.11
					4.0 – 4.5	2	21.3	0.08



Registro	Ubicación	Coordenadas UTM		Cota terreno (msnm)	Profundidad (m)	NDPL	Angulo de fricción (°)	C (kg/cm ²)
		Este	Norte					
							4.5 – 5.0	3
					5.0 – 5.5	5	25.0	0.08
					5.5 – 6.2	11	29.8	0.11
					>6.2, Rechazo			
DPL-11	Talud Superior	353341.899	8536244.261	516.752	0.0 – 0.5	7	26.8	0.26
					0.5 – 1.0	3	22.7	0.11
					1.0 – 1.5	8	27.6	0.30
					1.5 – 2.0	6	26.0	0.23
					2.0 – 2.5	6	26.0	0.23
					2.5 – 3.0	7	26.8	0.26
					3.0 – 3.7	7	26.8	0.26
DPL-12	Talud Superior	353376.591	8536233.073	511.379	0.0 – 0.5	14	31.7	0.53

4.2.4. PARAMETROS GEOTECNICOS

Los datos obtenidos en suelo y roca mediante ensayos de campo (DPL) y toma de muestras para ensayos de laboratorio se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos para el análisis de la estabilidad de los taludes:

Tabla N°21: Parámetros considerados en el análisis de estabilidad Sub tramo km 344+250 – km 344+540

Material	Tipo	Angulo de fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)	Peso Unitario Húmedo (KN/m ³)
Suelo	Arenisca	23 – 27	11 – 23	19 – 20
Roca	Arenisca	35	35	23 - 24
Suelo	Lutita	18 - 19	3 – 8	18 – 19
Roca	Lutita	21 - 22	30	21 - 22

4.3. DEMOSTRACIÓN DE LA RECONFORMACIÓN DE TALUDES

4.3.1. RESULTADOS DE TOMOGRAFIA SISMICA

Se realizaron un total de nueve líneas de tomografía de refracción y un punto de MASW en el eje de la línea LS-A; el intervalo de receptores ΔR fue de tres metros y cuatro metros según disponibilidad de espacio generándose líneas con tendidos de geófonos de 72 y 92 metros respectivamente.

En la siguiente tabla se detalla la ubicación de las líneas sísmicas y puntos MASW.

Tabla N° 22: Coordenadas de ubicación de las líneas sísmicas de refracción y MASW.

Línea	Inicio		Final	
	E(m)	N(m)	E(m)	N(m)
LS-A	353,339.8	8,536,245.5	353,418.2	8,536,246.6
LS-B	353,338.4	8,536,258.0	353,404.5	8,536,260.7
LS-C	353,346.1	8,536,236.4	353,392.1	8,536,277.8
LS-D	353,374.0	8,536,226.8	353,407.6	8,536,274.4
LS-E1	353,538.4	8,536,307.4	353,493.1	8,536,394.1
LS-E2	353,493.8	8,536,394.8	353,397.9	8,536,423.4
LS-E3	353,386.3	8,536,425.0	353,360.2	8,536,489.5
LS-F	353,555.2	8,536,355.3	353,536.8	8,536,285.1
LS-G	353,486.5	8,536,451.9	353,444.4	8,536,366.9
MASW-A	353,377.7	8,536,245.0		

La interpretación de las secciones de velocidad V_p se ha realizado mediante gradientes de velocidades V_p (Ver secciones 2D), se realizaron dos grupos de líneas los cuales serán analizadas por separado. El primer grupo conformado por las líneas LS-A, LS-B, LS-C y LS-D, las cuales fueron realizadas muy próximos entre sí, el segundo grupo conformado por las líneas LS-E1, LS-E2, LS-E3, LS-F y LS-G (Ver figura 5).

Primer grupo:

Líneas LS-A, LS-B, LS-C y LS-D: Las secciones 2D de velocidades V_p muestran los cambios en el gradiente de velocidades con la profundidad, estos cambios permiten delimitar solo dos horizontes: El primer horizonte con velocidades $V_p < 1.0$ km/s y espesor variable entre 15 a 25 metros aproximadamente (variable en cada sección), el segundo horizonte con valores de velocidad V_p entre los 1.0 a 2.0 km/s correspondería a materiales poco compactos cuyo espesor se desconoce.



Las secciones sísmicas realizadas en este sector no muestran la presencia de velocidades altas que podrían indicar claramente la presencia de materiales compactos, rígidos o rocas. Por lo tanto, estamos frente a acumulaciones de materiales poco compactos de gran potencia.

Líneas **LS-E1, LS-E2, LS-E3, LS- F y LS-G**: Corresponden a un conjunto de líneas realizadas con diferentes direcciones, el análisis de los valores de velocidad V_p permitió identificar tres horizontes: El primer horizonte con velocidades $V_p < 1.0 \text{ km/s}$ correspondiente a los materiales más superficiales poco compactos, el segundo horizonte caracterizado con velocidades V_p entre 1.0 y 2.0 km/s correspondería a materiales medianamente compactos con espesor variable en cada sección , el tercer horizonte con velocidades $V_p > 2.0 \text{ km/s}$ el cual corresponderá a materiales compactos cuyo espesor de desconocer.

Es evidente que se trata de una zona con materiales de baja compacidad, ya que se tiene velocidades bajas en todas las secciones sísmicas realizadas, por lo tanto, no se puede establecer en nivel del basamento rocoso, nótese en la línea LS-E3 la presencia de valores altos de V_p hacia el inicio de la línea, probablemente el sustrato rocoso está por debajo de los 20 metros tal como se muestra en el perfil de velocidades. Caso similar ocurre con la línea LS-G con valores de $V_p > 2.0 \text{ km/s}$

4.3.2. RESULTADOS MASW

Se realizó un punto de MASW (1D) en las líneas LS-A, se ha realizado la clasificación Vs30 obteniendo los siguientes resultados



MASW-A: Con $V_s(30) = 395$ m/s correspondería al tipo de suelo C, descrito como suelo muy denso o roca blanda (alterada).

El perfil unidimensional de velocidades V_s muestra la presencia de cuatro estratos los cuales se caracterizan por las ligeras variaciones en la velocidad V_p y V_s con la profundidad. El primer estrato entre los 0 y 6 metros aproximadamente con velocidades V_s (promedio)=293 m/s, el segundo desde los 6 a 11 metros de profundidad aproximadamente con V_s (promedio)=311 m/s, el tercer estrato entre los 11 a 16 metros aproximadamente con V_s (promedio)= 372m/s finalmente el cuarto con V_s (promedio)=545m/s.

Los perfiles unidimensionales muestran velocidades bajas hasta los 16 metros de profundidad aproximadamente, estos valores estarían asociados a materiales medianamente compactos; a partir de los 16 metros se tiene cambios en los valores de velocidad, sin embargo, estos no son notables como para poder establecer un nivel del substrato rocoso.

Probablemente la potencia de estos materiales sea mayor a los 30 metros.

4.3.3. EVALUACION DE LAS COMDICIONES

Se realizó un análisis de estabilidad del talud en la condición del terreno natural sin intervención. Las secciones evaluadas, corresponden a la línea L-2 (Ver Anexo 01), donde se observa la presencia de numerosas líneas de falla con Factores de seguridad

inferiores a 1.30, siendo la más crítica aquella con $F.S. = 0.739$ para el análisis estático.

Condición: Inestable.

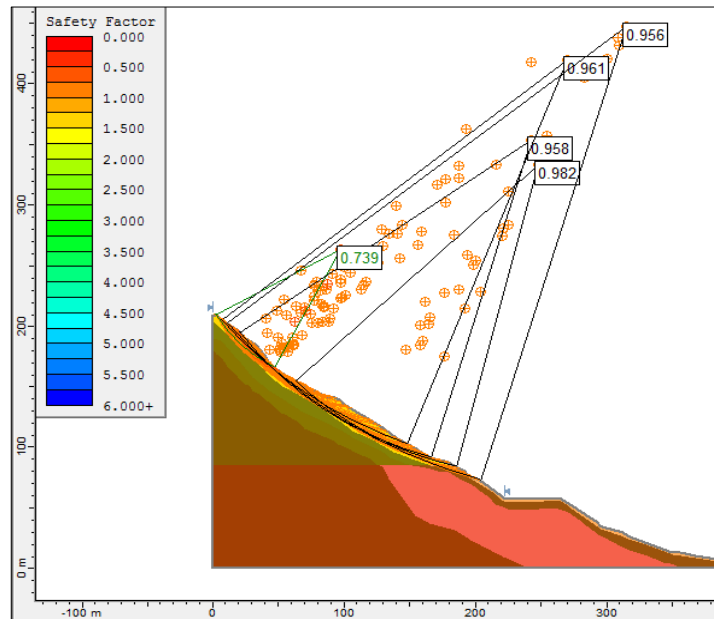


Figura N° 28: Análisis estático del talud, terreno natural sección L2. (Software Slide).

Y para la condición Pseudo estática los valores son más críticos aún.

Asimismo, se puede observar que existe un alto riesgo de producirse un deslizamiento de grandes proporciones relacionado a una superficie de falla con Factor de Seguridad igual a 0.956, tal como se aprecia en la Fig. 28.

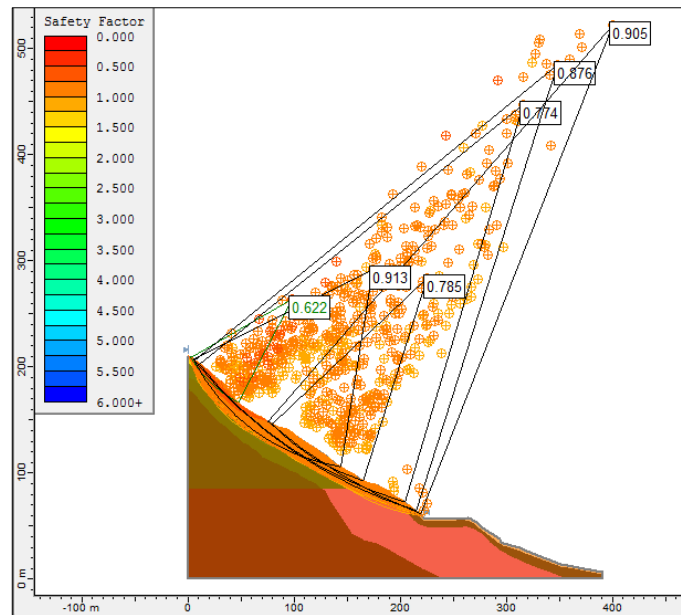


Figura N° 29: Análisis pseudo-estático del talud terreno natural Sección L2. (Software Slide).

En el análisis pseudo - estático (considerando la acción de sismo), se pueden evidenciar factores de seguridad aun menores, que llegan al valor mínimo de 0.622. De igual forma es considerado Inestable.

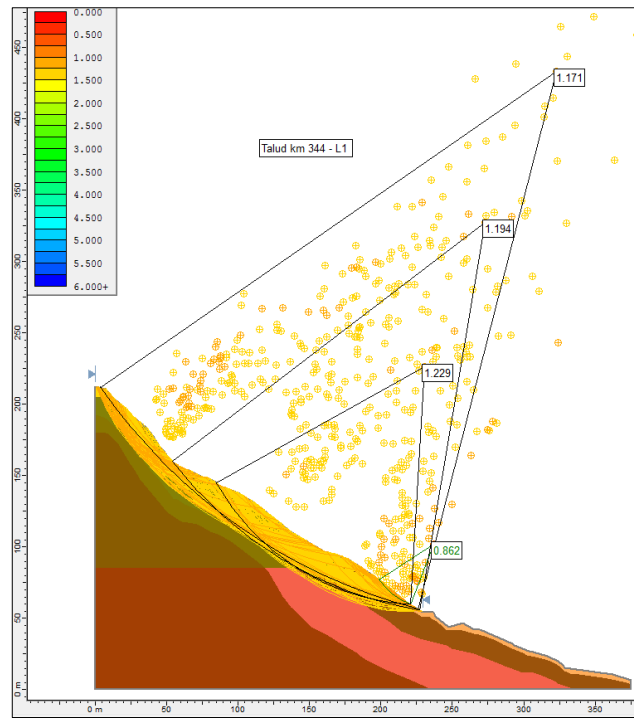


Figura N° 30: Análisis estático del talud terreno natural Sección L1. (Software Slide).

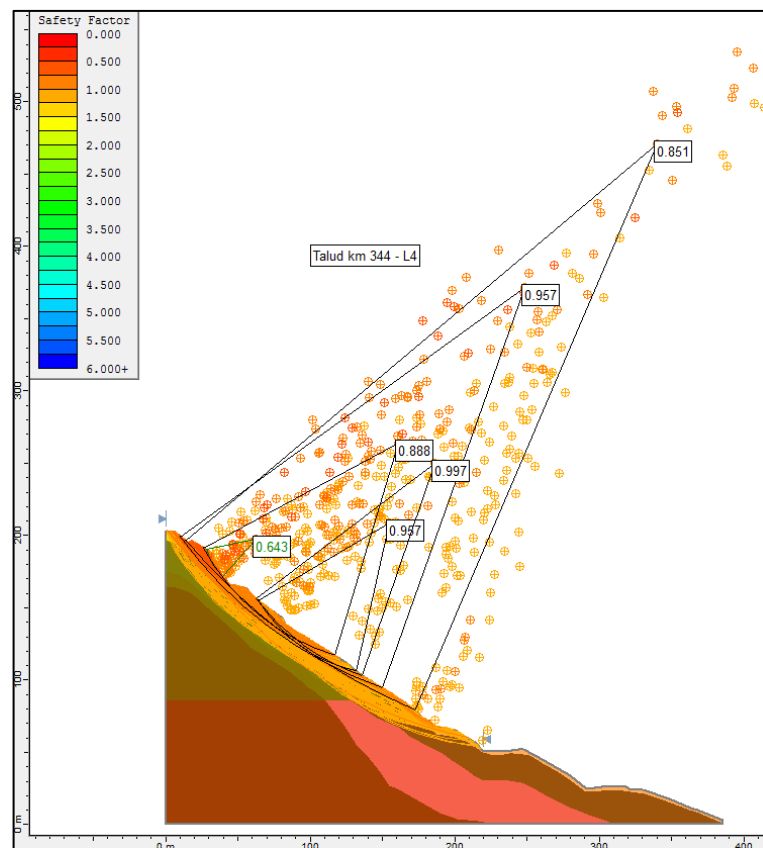


Figura N° 31: Análisis del talud terreno natural Sección L4. (Software Slide).

MODELO de Calculo Sección L-1

Se presenta el modelo de cálculo para la Sección L1 con la geometría planteada, y a continuación los resultados obtenidos para las diferentes hipótesis de cálculo:

Situación estática ($FS \geq 1.33$)

En este caso se observa como el talud CUMPLE las condiciones de seguridad establecidas por la AASHTO.

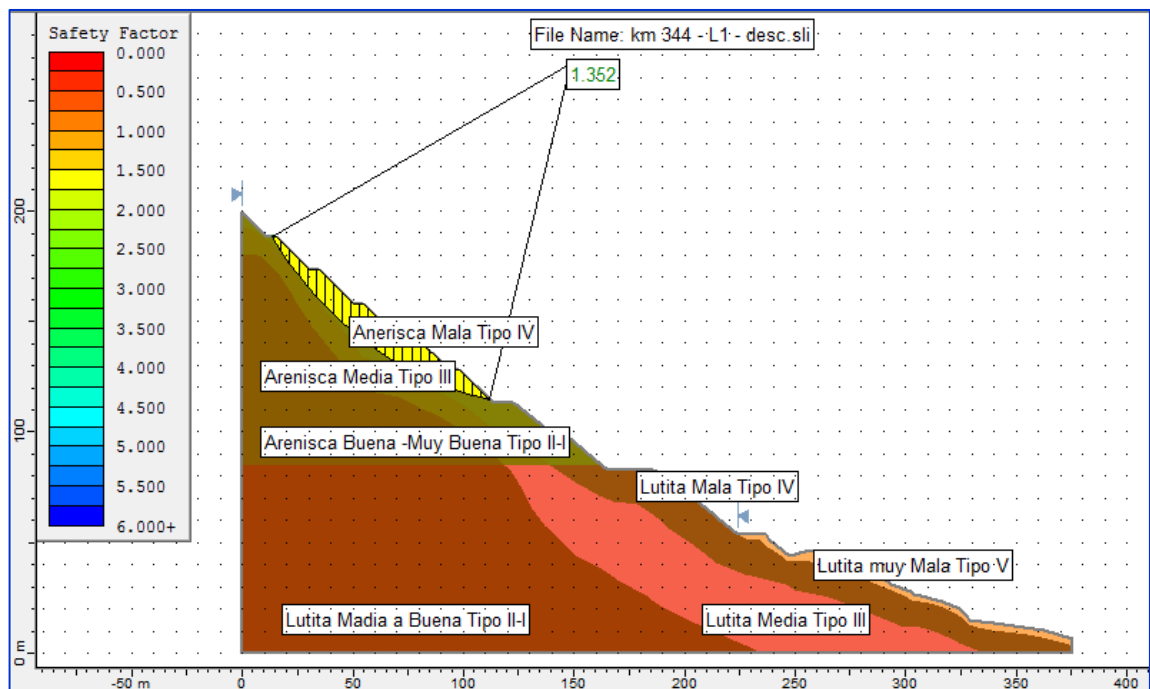


Figura N° 32: Calculo del talud en situación estática para la sección L1, con $FS \geq 1.33$. (Software Slide.).

Situación sísmica ($FS_p \geq 1.11$, $k_s = 0.11g$)

En esta hipótesis se observa como el talud CUMPLE las condiciones de seguridad para escenario sísmico establecidas por la AASHTO.

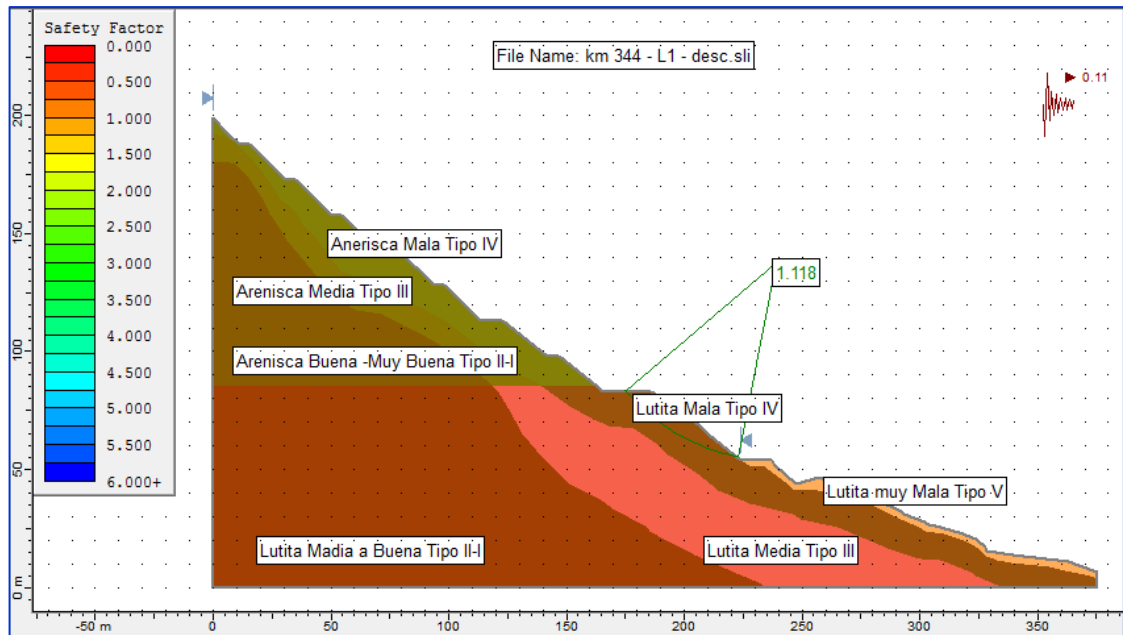


Figura N° 33: Cálculo de talud de Sección L1 en situación sísmica con $FS \geq 1.11$. (Software Slide).

MODELO DE CALCULO SECCIÓN L-2

Se presenta el modelo de cálculo para la Sección L2 con la geometría planteada, y a continuación los resultados obtenidos para las diferentes hipótesis de cálculo:

Situación estática ($FS \geq 1.33$)

En este caso se observa como el talud CUMPLE las condiciones de seguridad establecidas por la AASHTO.

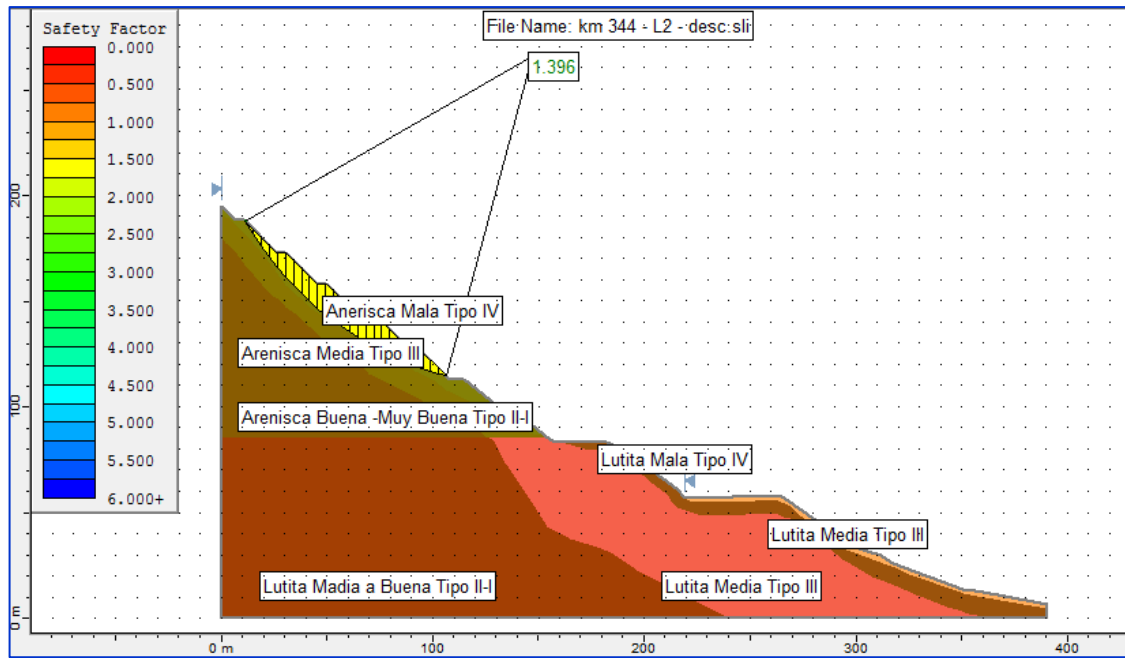


Figura N° 34: Cálculo del talud en situación estática para la sección L2, con $FS \geq 1.39$. (Software Slide).

Situación sísmica ($F_{Sp} \geq 1.11$, $k_s = 0.11g$)

En esta hipótesis se observa como el talud CUMPLE las condiciones de seguridad para escenario sísmico establecidas por la AASHTO.

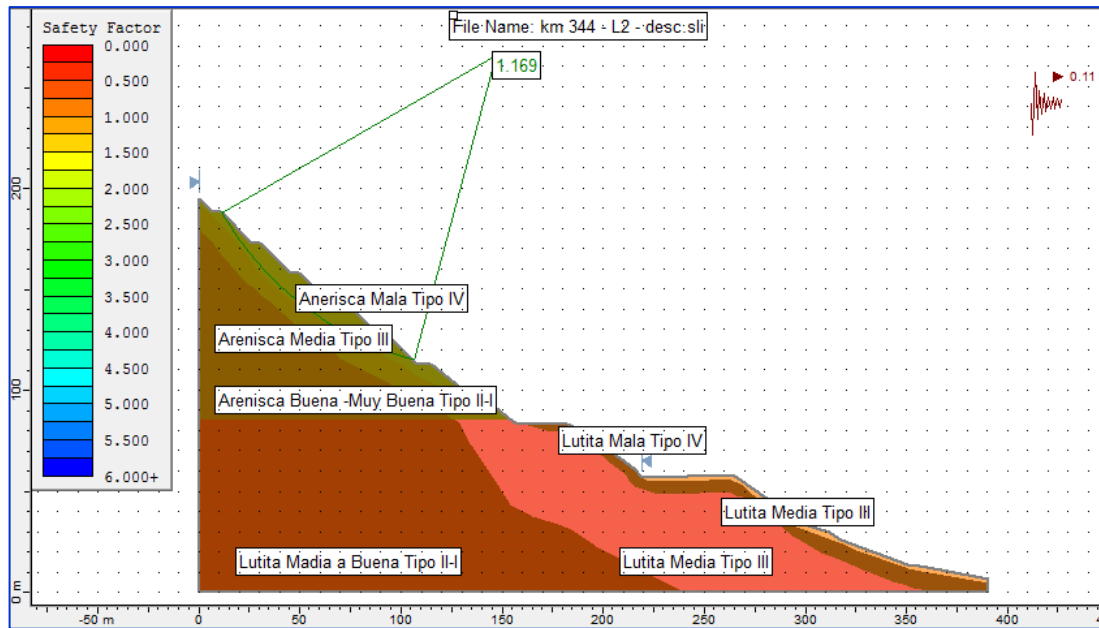


Figura N° 35: Cálculo de talud de Sección L2 en situación sísmica con $FS \geq 1.11$. (Software Slide).

MODELO DE CALCULO SECCIÓN L-4

Se presenta el modelo de cálculo para la Sección L4 con la geometría planteada, y a continuación los resultados obtenidos para las diferentes hipótesis de cálculo:

Situación estática ($FS \geq 1.33$)

En este caso se observa como el talud CUMPLE las condiciones de seguridad establecidas por la AASHTO.

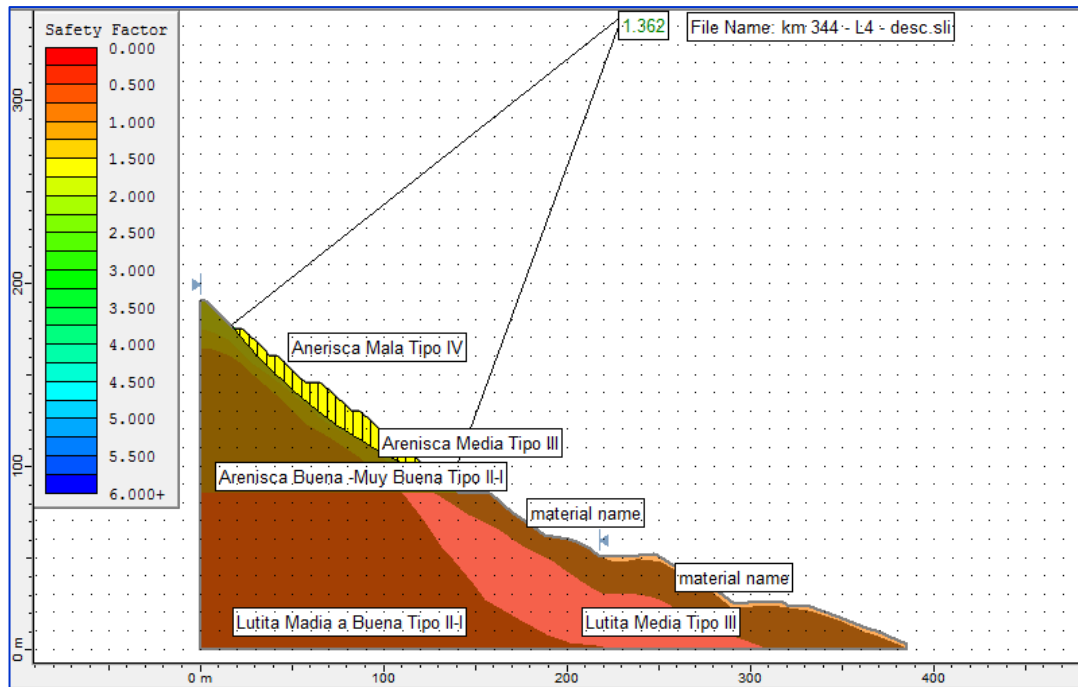


Figura N° 36: Cálculo del talud en situación estática para la sección L4, con $FS \geq 1.33$. (Software Slide).

Situación sísmica ($FS_p \geq 1.11$, $k_s = 0.11g$)

En esta hipótesis se observa como el talud CUMPLE las condiciones de seguridad para escenario sísmico establecidas por la AASHTO.

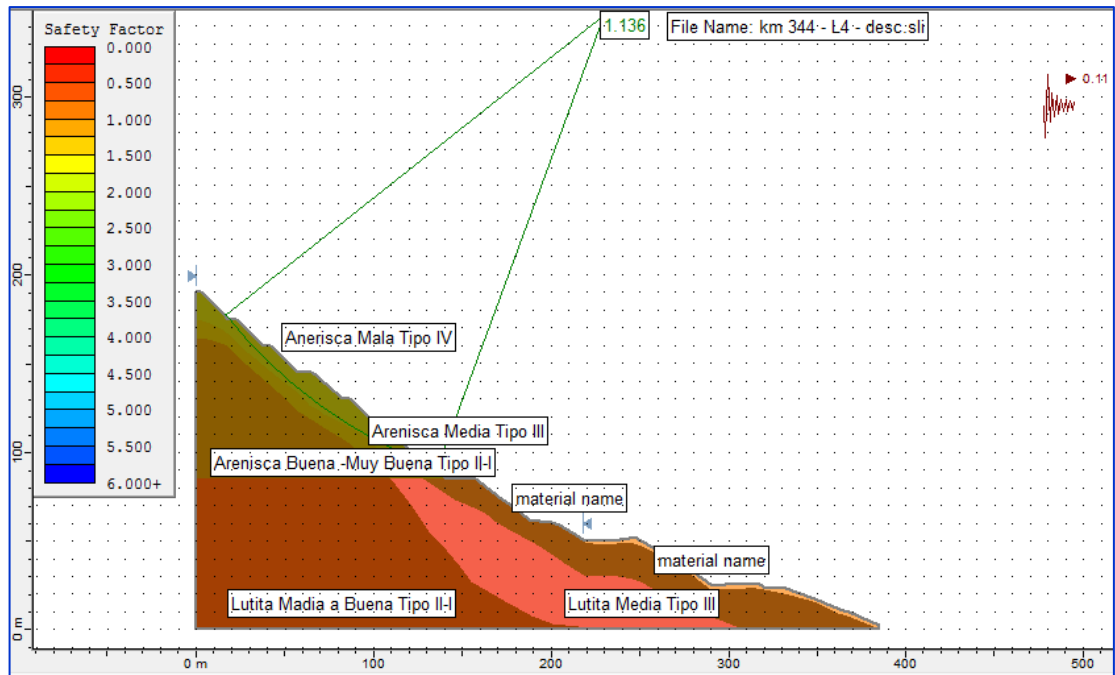


Figura N° 37: Cálculo de talud de Sección L4 en situación sísmica con $FS \geq 1.11$. Fuente: Software Slide.

Estos factores de seguridad nos muestran que el talud actual se encuentra en un estado de riesgo crítico de colapso, condición por la cual se evidencia continuos derrumbes en este sector. Asimismo, se puede observar que existe un alto riesgo de producirse un deslizamiento de grandes proporciones relacionado a una superficie de falla con Factor de Seguridad igual a 0.956.

En el análisis pseudoestático (considerando la acción de sismo), se pueden evidenciar factores de seguridad aun menores, que llegan al valor mínimo de 0.622. De igual forma es considerado Inestable.

Tabla N° 23: Resultados de Análisis de Estabilidad Realizados

Talud	Hipótesis	FS Límite	FS Sin Intervención	FS Proyectado
L-1	Estática (a)	1.33	0.862	1.352
	Sísmica (b)	1.11	0.715	1.118
L-2	Estática (a)	1.33	0.739	1.396
	Sísmica (b)	1.11	0.622	1.169
L-4	Estática (a)	1.33	0.643	1.362
	Sísmica (b)	1.11	0.557	1.136

4.3.4. RESULTADOS E INTERPRETACION DEL ESTUDIO SISMICO

RESULTADOS DE TOMOGRAFIA DE REFRACCION SISMICA

La interpretación de las secciones de velocidad V_p se ha realizado mediante gradientes de velocidades V_p . Ver ANEXO 5, se realizaron dos grupos de líneas los cuales serán analizadas por separado. El primer grupo conformado por las líneas LS-A, LS-B, LS-C y LS-D, las cuales fueron realizadas muy próximos entre sí, el segundo grupo conformado por las líneas LS-E1, LS-E2, LS-E3, LS-F y LS-G.

Primer grupo: Líneas LS-A, LS-B, LS-C y LS-D: Las secciones 2D de velocidades V_p muestran los cambios en el gradiente de velocidades con la profundidad, estos cambios permiten delimitar solo dos horizontes: El primer horizonte con velocidades $V_p < 1.0$ km/s y espesor variable entre 15 a 25 metros aproximadamente (variable en cada sección), el segundo horizonte con valores de velocidad V_p entre los 1.0 a 2.0 km/s correspondería a materiales poco compactos cuyo espesor se desconoce.

Las secciones sísmicas realizadas en este sector no muestran la presencia de velocidades altas que podrían indicar claramente la presencia de materiales compactos,



rígidos o rocas. Por lo tanto, estamos frente a acumulaciones de materiales poco compactos de gran potencia que supera los 25m.

Líneas LS-E1, LS-E2, LS-E3, LS- F y LS-G: Corresponden a un conjunto de líneas realizadas con diferentes direcciones, el análisis de los valores de velocidad V_p permitió identificar tres horizontes: El primer horizonte con velocidades $V_p < 1.0 \text{ km/s}$ correspondiente a los materiales más superficiales poco compactos, el segundo horizonte caracterizado con velocidades V_p entre 1.0 y 2.0 km/s correspondería a materiales medianamente compactos con espesor variable en cada sección , el tercer horizonte con velocidades $V_p > 2.0 \text{ km/s}$ el cual corresponderá a materiales compactos cuyo espesor de desconocer.

Es evidente que se trata de una zona con materiales de baja compacidad, ya que se tiene velocidades bajas en todas las secciones sísmicas realizadas, por lo tanto, no se puede establecer en nivel del basamento rocos, nótese en la línea LS-E3 la presencia de valores altos de V_p hacia el inicio de la línea, probablemente el sustrato rocoso está por debajo de los 20 metros tal como se muestra en el perfil de velocidades. Caso similar ocurre con la línea LS-G con valores de $V_p > 2.0 \text{ km/s}$.

RESULTADOS DE MASW

Se realizó un punto de MASW (1D) en las líneas LS-A, se ha realizado la clasificación Vs30 obteniendo los siguientes resultados.



MASW-A: Con $V_s(30) = 395$ m/s correspondería al tipo de suelo C, descrito como suelo muy denso o roca blanda (alterada). El perfil unidimensional de velocidades V_s muestra la presencia de cuatro estratos los cuales se caracterizan por las ligeras variaciones en la velocidad V_p y V_s con la profundidad. El primer estrato entre los 0 y 6 metros aproximadamente con velocidades V_s (promedio)=293 m/s, el segundo desde los 6 a 11 metros de profundidad aproximadamente con V_s (promedio)=311 m/s, el tercer estrato entre los 11 a 16 metros aproximadamente con V_s (promedio)= 372m/s finalmente el cuarto con V_s (promedio)=545m/s. Los perfiles unidimensionales muestran velocidades bajas hasta los 16 metros de profundidad aproximadamente, estos valores estarían asociados a materiales medianamente compactos; a partir de los 16 metros se tiene cambios en los valores de velocidad, sin embargo, estos no son notables como para poder establecer un nivel del substrato rocoso. Probablemente la potencia de estos materiales sea mayor a los 30 metros.

Tabla N° 24: Resultados de clasificación V_s30 .

Código	Coordenadas		Clasificación de acuerdo al código NEHRP		
	E [m]	N [m]	$V_s 30$ [m/s]	Tipo de suelo	Descripción
MASW-A	353,377.7	8,536,245.0	395	C	Suelo muy Denso o Roca Blanda

Se ha realizado el estudio geofísico de tomografía sísmica de refracción y MASW con la finalidad de caracterizar el subsuelo en función d los valores de V_p y V_s .



4.3.5. ALCANCE DE LA INTERVENCION

Como resultado de los análisis de estabilidad realizados se evidenció la necesidad de realizar la descarga de talud de la siguiente manera: Las pendientes planteadas como estables son de 1.25:1 en la lutita y de 1:1 en la arenisca, con banquetas desde 4.5m a 5.0m. en un total de 11 banquetas y teniendo como principal objetivo eliminar el material superficial suelto o residual (descrito como Arenisca muy mala o descomprimida) que ya se encuentra en condición inestable. Así mismo con el objetivo de impermeabilizar el talud estabilizado se prevé la colocación de shotcrete en toda la superficie del talud con un espesor de 5.0 cm a 7.5 cm, lo que amerita un aproximado de 2422.00 m³.

4.3.6. PROBLEMÁTICA IN SITU

El sub tramo afectado 344+000 al km 344+540 viene sufriendo inestabilidad a causa de agentes de geodinámica externa, principalmente por aguas precipitación (lluvias), que ocasionan un proceso rápido de meteorización (oxidación) y erosión en las rocas (desprendimiento), lo que viene ocasionando deslizamientos violentos de flujos detríticos.

Se evidencian deslizamientos recientes, por filtraciones de agua en la cabecera del talud superior, producto de ello se están formando surcos profundos por donde discurre actualmente el agua de precipitación.

El agua de infiltración, ha saturado el material suelto y aumentado el peso de la arenisca que descansa sobre la lutita, dando lugar al movimiento en masa.



El macizo constituido por arenisca feldespática cuarzosa de la cabecera del talud superior del sub tramo km 344+250 al km 344+540, que no se ha desprendido aún, se muestra aparentemente estable, pero en la parte media, se ha identificado que se están formando grietas de tensión, lo que nos advierte de un nuevo deslizamiento en masa.

Esta situación ha provocado pérdida de la superficie de rodadura, cuerpo de terraplén y ha creado nuevas quebradas lo que ha ocasionado erosiones importantes en el talud inferior.



V. CONCLUSIONES

En el tramo investigado se reconoce que el talud inferior, la plataforma y parte del talud superior se apoyan en un macizo compuesto por lutitas rojas a marrón fracturadas, suprayacente (encima) a este estrato se constituyen areniscas feldespáticas cuarzosas marrón claro competentes (como fragmentos) de grano fino en capas medias. De acuerdo a los análisis de caracterización del macizo rocoso, se determina que los parámetros de este son de IV y V en la escala de rnr.

Se demuestra que calidad de la roca existente en la zona no es de buena resistencia y el factor de seguridad en los taludes sin intervención ni sostenimiento es de 0.79.

Las filtraciones pluviales en la cabecera del talud superior han aportado a la sobrecarga, saturando las fisuras de las areniscas suprayacentes a las lutitas, originando empuje y movimiento en masa (derrumbe), producto de ello se han formado cárcavas o surcos profundos, por donde discurre el agua de precipitación. Par ello la solución es el sostenimiento de los taludes a través de la reconfiguración, por método de banquetas y revestimiento para la impermeabilización con concreto lanzado (Shotcrete) que mejoran la estabilidad del talud. Para las dos primeras banquetas se propone un talud de H/V de 1.25:1, el cual cumple con los requisitos de estabilidad y trata de seguir el buzamiento del estrato estable (arenisca media) para optimizar la descarga. En los siguientes taludes proponemos una inclinación de H/V de 1:1, todos ellos con una altura de 15.00 m.

Asimismo, se proponen banquetas de ancho igual a 5 m. en las cuales se implementará el sistema de drenaje.



VI. RECOMENDACIONES

Para los cálculos de estabilidad, en macizos rocosos de rotura circular, se recomienda utilizar el método de equilibrio limite; con los ensayos requeridos y ayuda de softwares. Porque permite el cálculo en diferentes situaciones y mejores referencias de la estabilidad.

Se debe realizar una caracterización geológica con mayor detalle, esto ayudara al mejor entendimiento de cada una de las características geotécnicas. Y su mejor análisis, para brindar soluciones

Realizar la mayor cantidad de pruebas y ensayos posibles, al macizo rocoso, esto ayudara a tener un mejor registro de datos.

Tener mayor cantidad de puntos geomecánicos, en donde se pueda realizar los controles y registros y seguimientos en torno al talud.

Asi mismo se recomienda realizar el trabajo con el método de elementos finitos



VII. REFERENCIAS

Alvarez Ferrer, J. C. (2015). Análisis de estabilidad del talud para el cierre de un botadero de relave y así proponer medidas de estabilización. Lima. Universidad Nacional de Ingeniería.

Barton N., Lien, R. y Lunde, J. (1974), Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, Springer Verlag, vol, 6 pp 189 – 236.

Bieniawski, Tadeus Z., Wiley J. y Sons (1989). Engineering Rock Mass Clasifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. Pennsylvania. University Park

Cabrera Laura, J. (2005). Estudio de Estabilidad de Taludes del tajo Suro Sur y Suro Norte "Mina la Virgen". Puno: Tesis, Universidad Nacional del Altiplano.

Camara Minera del Peru. (2018). Especialización en Ingeniería Geológica Aplicada a Minería. Lima.

Carnero Carnero, E. G. y Carnero Guzman, G. (2015). Análisis de estabilidad de la presa huacoto mediante interacción de los métodos de elementos finitos y equilibrio límite. Puno. UNA, Revista de investigación Altoandinas – Journal of high Andean Research.

CISMID (1991), “Memorias del seminario taller de dinámica de suelos”. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Peru.

Córdova Chipo, S. F. (2017). Estudio geológico – geotécnico para la aplicación del método Natm en la excavación y sostenimiento del túnel Wayrasenca del corredor vial interoceánico Sur, Perú – Brasil. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

Deer Don U (1967)

Den Hartog, Jacob P., (1961). Strength of Materials, Dover Publications, Inc., ISBN 0-486-60755-0.



Díaz Venero, J. (2008). Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de Magdalena. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.

García Nuñez, J. C. (2005). Análisis de Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos aplicando el Método de Elementos Distintos. Puno: Tesis, Universidad Nacional del Altiplano.

Gian Paolo, G. (1991). Rock Slope Stability Analysis. Australia: CRC Press.

Gonzales de Vallejo, L. (2002). Ingeniería Geológica (2da ed.). Madrid, España: Pearson Education.

Gonzalez de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., y Oteo, C. (2004). Ingeniería Geológica. Madrid, España. Pearson Educación.

Gutiérrez Lázares, J. W. (1990). Diseño de taludes en obras de tajo abierto. Universidad Nacional de Ingeniería.

Herrera Rodriguez, F. (2000). Caracterización y descontaminación de suelos y aguas subterráneas. Madrid, España. Geotecnia 2000.

Sherbon Hills, E. (1997). Elementos de la Geología Estructural. Barcelona, España. Ariel

Hoek, E. (2000). Practical Rock Engineering. Toronto, Canada: RocScience.

Hoek, E., & Bray, J. (1981). Rock slope engineering (2 da ed.). Londres: The Institution of mining and metallurgy.

ISMR (1981) Basic geotechnical description of rock masses. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18. Pergamon Press.

Jorda Bordehore, L. (2013). “Manual de estaciones geomecánicas”.

Mamani Larico, R. R. (2016). Análisis de la estabilidad de Taludes en macizo rocoso de la carretera Sina Yanahuaya Tramo III – Subtramo 02 a partir de la caracterización



geológica y resistencia a la compresión simple. Puno, Perú. Universidad nacional del Altiplano.

Medina Pomareda, M. F. (2014). Estudio geomecanico de estabilidad de taludes del tajo chapi sulfuros. Arequipa, Peru. Universidad Nacional de San Agustin.

Mendoza Loayza, J. A. (2016). Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay. Lima, Peru. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ministerio de Fomento (2007). “Guia para el diseño y la ejecucion de anclajes al terreno en obras de carretera”. España. Direccion General de Carreteras, Ministerio de Fomento.

Morales Cardenas, M. O. (2009). “Caracterización geotécnica y determinación de Angulos de Talud en Yacimiento Franke”. Santiago, Chile. Universidad de Chile.

Park Choon, B., Richard Miller, D., Xia, J., (1999), “Multi-channel analysis of surface waves (MASW), Geophysics.

Peña Otiniano, L. Á. (2014). Estabilidad de taludes en Tajo. Universidad Nacional de Ingeniería.

Popov, Egor P., (2000). Engineering Mechanics of Solids, Prentice Hall, Englewood Cliffs, Mexico. Persoon Education.

Ramirez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2007). Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes. Madrid, España. Universidad Politécnica de Madrid.

Rodriguez Copare, J. D., Morales Cabrera, D. U., & Paredes Lupaca, L. (2003). Evaluación de la Estabilidad de Taludes en la Mina Lourdes. Tacna, Perú. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

Rodríguez Illachura, H. T. (2014). Problemas Estructurales y la Estabilidad de los Macizos Rocosos. El Ingeniero, 72.

Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. Int. Symp. On the role of rock mechanics ISRM. Salzburg.



Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía. (2004). Manual de Geomecánica Aplicada a la Prevención de Accidentes por Caídas de Rocas en Minería Subterránea. Lima: SNMPE.

Sackschewski Chapman, C. E. (2017). Soluciones para la estabilidad de taludes de la carretera Canta –Huayllay entre las progresivas del km 102 al km 110. Universidad Nacional Mayor de San Marcos.

Sanabria Sosa, S. A. (2017). Estudio de problemas geotécnicos del sector Km 234+345 - Km 234+380 del tramo III de la carretera interoceánica norte. Lima, Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

Suarez Diaz, J. (1998) “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. UIS. Instituto de investigaciones sobre Erosión y deslizamientos, Ingeniería de suelos. Colombia.

Suarez, Diaz, J. (2009) “Deslizamientos, Analisis geotécnico, Tomo 1. 582 pp Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander, UIS, facultad de Ingenierías Físico Mecánica, Escuela de ingeniería Civil.

Valeriano Nina, F. A. (2015). Tesis “Caracterización Geotécnica y Modos de Falla Estructural en el Talud en el Cerro espinal Juliaca”. Universidad Nacional del Altiplano. (Puno).

Wilson, G. (1978). El significado tectónico de las estructuras menores para el geólogo de campo. Omega, Barcelona.

Wullie C. and Mah W.(2004). “Engineering and tectonic study of rocks Discontinuities in the proposed Abo-Hederya Quarry site, missan SE Iarq”. Londres y Nueva York. Taylor and francis Group.



ANEXOS