

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**MEJORAMIENTO DEL SUELO CON EL DISEÑO DE HINCADO
DE ROCAS EN LA DESMONTERA DE MINA EXCÉLSIOR-CERRO
DE PASCO**

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR:

Bach. GARCIA RAMIREZ, ALEXIS ALFREDO.

Bach. MESTANZA ROJAS, YOHANIM JAN PIERRE.

Asesor: Mg. Ing. TORRES CHUNG, CÉSAR ROBERTO.

LIMA-PERÚ
2020

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres y hermanos, a mi esposa por siempre estar a mi lado apoyándome, a la persona más importante en mi vida, mi hija Aleesa y a todos mis familiares, quienes siempre me brindaron su apoyo incondicional durante todos estos años en mi formación académica. Así como también a los compañeros de estudio que siempre estuvieron dispuestos a compartir sus conocimientos a lo largo de mi vida universitaria.

Alexis Garcia Ramirez

Dedico esta tesis a mi familia por haberme dado la oportunidad de formarme en esta prestigiosa universidad y haber sido mi apoyo durante todo este tiempo.

De manera especial a mi asesor de tesis, por haberme guiado, no solo en la elaboración de esta tesis, sino a lo largo de mi carrera universitaria y haberme brindado el apoyo para desarrollarme profesionalmente y seguir cultivando mis valores.

A la Universidad Ricardo Palma, por haberme brindado tantas oportunidades y enriquecerme en conocimiento.

Yohanim Mestanza Rojas

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, queremos agradecer a nuestro asesor de tesis Mg., Ing. César Torres Chung, quien con sus conocimientos nos guió a través de cada una de las etapas y procesos de esta tesis para lograr los resultados que buscábamos.

También queremos agradecer a todos los Ingenieros que nos dieron sus alcances durante la etapa de investigación.

Por último, hacemos mención a nuestros padres, que siempre estuvieron allí, para darnos palabras de aliento, que nos motivaron durante toda la investigación.

Alexis Garcia y Yohanim Mestanza

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.1 Descripción del Problema	17
1.2 Planteamiento del Problema.....	17
1.3 Formulación del Problema	18
1.3.1 Problema General.....	18
1.3.2 Problemas Específicos	18
1.4 Importancia y justificación del estudio	18
Implicancia Teórica	18
1.5 Limitaciones del estudio	19
1.6 Delimitación del estudio	19
1.7 Objetivos	20
1.7.1 Objetivo General	20
1.7.2 Objetivos Específicos.....	20
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	21
2.1 Marco histórico (Antecedentes)	21
2.2 Investigaciones relacionadas con el tema.....	22
2.2.1 Investigaciones Nacionales	22
2.2.2 Investigaciones Internacionales	23
2.3 Bases Teóricas.....	24
2.3.1 Teoría de desmontes de mina.....	24
2.3.1.1 Tipos de desmontera	25
2.3.2 Caracterización del sitio	28
2.3.3 Caracterización de materiales.....	29
2.3.3.1 Caracterización del suelo de cimentación	29
2.3.3.2 Caracterización de la desmontera.....	47
2.3.4 Teoría de Mohr Coulomb.....	59
2.3.4.1 Estados de tensiones en un punto.....	59
2.3.4.2 Círculo de Mohr	60
2.3.4.3 Criterio de rotura o falla.....	61

2.3.5	Parámetros de Resistencia.....	63
2.3.5.1	Ángulo de fricción.....	63
2.3.5.2	Cohesión.....	63
2.3.5.3	Módulo de Young o módulo de elasticidad longitudinal	64
2.3.6	Análisis de estabilidad de taludes.....	64
2.3.6.1	Método de Equilibrio Límite.....	66
2.3.6.2	Método de Elementos Finitos (M.E.F.).....	72
2.3.6.3	Estudios Sísmicos.....	76
2.3.7	Factores para la estabilidad de taludes	78
2.3.7.1	Nivel Freático.....	78
2.3.7.2	Presión de poros	79
2.3.7.3	Erosión Superficial.....	80
2.3.8	Programas a utilizar.....	83
2.3.8.1	SLIDE V. 6.0.....	83
2.3.8.2	PLAXIS 2D.....	84
2.4	Definición de términos básicos	84
2.5	Hipótesis.....	85
2.5.1	Hipótesis General	85
2.5.2	Hipótesis Específicas	85
2.5.3	Variables	85
2.5.3.1	Relación entre variables	85
	CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	86
3.1	Tipo y método de investigación	86
3.1.1	Tipo de diseño de investigación.....	86
3.1.2	Método de investigación	86
3.2	Población de estudio	86
3.3	Diseño muestral.....	87
3.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	87
3.5	Procedimientos para la recolección de datos.....	87
3.6	Técnicas de procesamiento y análisis de Datos	87
	CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL PROYECTO	89
4.1	Ubicación	89
4.2	Tipo de desmontera.....	91
4.3	Descripción de la zona del proyecto	91

4.3.1	Topografía.....	91
4.3.2	Geología Local.....	92
4.3.2.1	Geomorfología y Morfología.....	92
4.3.2.2	Litoestratigrafía y Depósitos Cuaternarios.....	92
4.3.3	Clima y meteorología.....	95
4.3.3.1	Clima.....	96
4.3.3.2	Meteorología.....	96
4.3.4	Geotecnia.....	99
4.4	Zona de Estudio.....	101
4.5	Características geotécnicas.....	102
4.5.1	Caracterización del suelo de cimentación.....	102
4.5.1.1	Trabajos de campo.....	102
4.5.1.2	Ensayos de Laboratorio.....	106
4.5.1.3	Descripción del perfil estratigráfico.....	108
4.5.2	Características de la desmontera.....	110
4.5.2.1	Criterio de evaluación física.....	110
4.5.2.2	Caracterización Geotécnica de la Desmontera Excélsior.....	111
4.5.3	Características del enrocado.....	112
4.6	Análisis de estabilidad de taludes.....	113
4.6.1	Parámetros de los suelos representativos.....	113
4.7	Coefficientes de Seguridad.....	114
4.8	Coefficiente Sísmico.....	115
	CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	116
5.1	Análisis de Estabilidad de Taludes con el software Slide 6.0.....	117
5.1.1	Analizando la desmontera con Mohr Coulomb.....	117
5.1.1.1	Sector 2: Progresiva 0 + 700.....	117
5.1.2	Analizando la desmontera con Leps.....	125
5.1.2.1	Sector 2: Progresiva 0 + 700.....	125
5.2	Análisis de Estabilidad de Taludes y Deformaciones con el software Plaxis 2D.....	133
5.2.1	Sector 2: 0 + 700.....	133
5.3	Discusión de resultados.....	136
5.4	Contrastación de hipótesis.....	139
5.4.1	Hipótesis general.....	139
5.4.2	Primera Hipótesis específica.....	140

5.4.3	Segunda Hipótesis específica.....	140
5.4.4	Tercera Hipótesis específica	140
5.4.5	Cuarta Hipótesis específica	141
	CONCLUSIONES.....	142
	RECOMENDACIONES.....	144
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
	ANEXOS.....	147
9.1	Análisis de Estabilidad de Taludes con el Software Slide 6.0	149
9.1.1	Analizando la desmontera con Mohr Coulomb.....	149
9.1.1.1	Sector 1: Progresiva 0 + 500	149
9.1.1.2	Sector 3: Progresiva 1 + 120	157
9.1.2	Analizando la desmontera con Leps.....	165
9.1.2.1	Sector 1: Progresiva 0 + 500	165
9.1.2.2	Sector 3: Progresiva 1 + 120	173
9.2	Análisis de Estabilidad de Taludes y Deformaciones con el Software Plaxis 2D.....	181
9.2.1	Sector 1: 0 + 500	181
9.2.2	Sector 3: 1 + 120	184

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1 Grandes dispositivos triaxiales	55
Tabla N° 2 Resumen de los detalles de los materiales de relleno de roca presentados en la Fig. 18	57
Tabla N° 3 Coeficientes de seguridad a emplear en el análisis de estabilidad de taludes.....	81
Tabla N° 4 Criterios de aceptación de estabilidad sugeridos	82
Tabla N° 5 Distancias y tiempos estimados	89
Tabla N° 6 Localización y periodo de registro de las estaciones meteorológicas	95
Tabla N° 7 Exploraciones efectuadas	102
Tabla N° 8 Resultados de la prueba de Penetración Estándar (SPT) – S1	103
Tabla N° 9 Resultados de la prueba de Penetración Estándar (SPT) – S2	103
Tabla N° 10 Resultados de la prueba de Penetración Estándar (SPT) – S3	104
Tabla N° 11 Resultados de la Auscultación Dinámica – CONO PECK.....	105
Tabla N° 12 Clasificación de suelos S-1	106
Tabla N° 13 Clasificación de suelos S-2.....	107
Tabla N° 14 Clasificación de suelos S-3.....	107
Tabla N° 15 Parámetros geotécnicos del material relave.....	108
Tabla N° 16 Por el método de Mohr Coulomb	113
Tabla N° 17 Con datos de Leps 1970.....	114
Tabla N° 18 Coeficientes de Seguridad finales.....	114
Tabla N° 19 Comparación de resultados.....	136
Tabla N° 20 Comparación de resultados de los softwares Slide 6.0 y Plaxis 2D	139
Tabla N° 21 Operacionalización de Variables e indicadores	188
Tabla N° 22 Matriz de consistencia	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1 Ubicación Del Terreno En Estudio	20
Figura N° 2 Imagen de la Desmontera de mina Excélsior-Cerro de Pasco.....	25
Figura N° 3 Tipos de desmonteras de mina por su función	26
Figura N° 4 Tipos de depósitos y depósitos de residuos básicos	28
Figura N° 5 Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	32
Figura N° 6 Penetrómetro de punta cónica	34
Figura N° 7 Tipos diferentes de curvas granulométricas	36
Figura N° 8 Prueba del límite líquido: Dispositivo para la prueba	37
Figura N° 9 Prueba del límite líquido: Ranurador	38
Figura N° 10 Prueba del límite líquido: Pasta de suelo antes de la prueba y pasta de suelo después de la prueba.....	38
Figura N° 11 Prueba del límite plástico	39
Figura N° 12 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosas.....	43
Figura N° 13 Diagrama del equipo de prueba triaxial	46
Figura N° 14 Ensayo indirecto de tracción (brasileño).....	50
Figura N° 15 Esquema del ensayo de compresión simple	51
Figura N° 16 Esquema del ensayo de compresión triaxial.....	53
Figura N° 17 Gran equipo triaxial: Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (Portugal).	56
Figura N° 18 Resistencia al corte de enrocado a partir de grandes datos de prueba triaxiales de Leps (1970) y pruebas más recientes	58
Figura N° 19 Estado de tensiones en un plano y su representación usando el círculo de Mohr	60
Figura N° 20 Representación del criterio de rotura a) en el plano $\sigma_3 - \sigma_1$ b) en el plano $\sigma - \tau$	61
Figura N° 21 Representación gráfica de la ecuación de Coulomb.....	62
Figura N° 22 Métodos de cálculo de la estabilidad de taludes.....	65
Figura N° 23 Análisis de estabilidad por el método ordinario de las dovelas.....	67
Figura N° 24 Esquema estático – Método Spencer.....	70
Figura N° 25 Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Morgenstern y Price y representación del conjunto.....	72
Figura N° 26 Análisis de un talud utilizando el método de elementos finitos.	74
Figura N° 27 Esquema proceso de la discretización.....	75
Figura N° 28 Sistema a analizar.....	76
Figura N° 29 Zonificación Sísmica.....	77

Figura N° 30 Formación de niveles freáticos.....	79
Figura N° 31 Ubicación del Proyecto	90
Figura N° 32 Afloramiento de arenisca de la formación Casapalca, al lado oeste de los depósitos Excelsior.....	93
Figura N° 33 Depósito Antropogénico Transportado al lado Oeste	94
Figura N° 34 Temperaturas mínimas mensuales (1993-2008).....	97
Figura N° 35 Temperaturas máximas mensuales (1993-2008).....	98
Figura N° 36 Temperaturas medias mensuales (1993-2010).....	99
Figura N° 37 Vista satelital de los sectores a analizar	101
Figura N° 38 Imagen del perfilado de la desmontera con el método de banquetas	110
Figura N° 39 Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado.....	117
Figura N° 40 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	118
Figura N° 41 Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado.....	119
Figura N° 42 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	120
Figura N° 43 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado.....	121
Figura N° 44 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	122
Figura N° 45 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado.....	123
Figura N° 46 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	124
Figura N° 47 Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado.....	125
Figura N° 48 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	126
Figura N° 49 Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado.....	127
Figura N° 50 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	128
Figura N° 51 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado.....	129
Figura N° 52 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	130
Figura N° 53 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado.....	131
Figura N° 54 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	132
Figura N° 55 Análisis Pseudo - estático del talud de la desmontera con hincado de rocas por el método de elementos finitos	133
Figura N° 56 Resultado del Factor de Seguridad.....	134
Figura N° 57 Análisis de deformación del talud.....	135
Figura N° 58 Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado.....	149
Figura N° 59 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	150
Figura N° 60 Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado.....	151
Figura N° 61 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	152

Figura N° 62 Método de Morgenstern - Price Análisis Estático sin Enrocado.....	153
Figura N° 63 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	154
Figura N° 64 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado.....	155
Figura N° 65 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	156
Figura N° 66 Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado.....	157
Figura N° 67 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	158
Figura N° 68 Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado.....	159
Figura N° 69 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	160
Figura N° 70 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado.....	161
Figura N° 71 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	162
Figura N° 72 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado.....	163
Figura N° 73 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	164
Figura N° 74 Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado.....	165
Figura N° 75 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	166
Figura N° 76 Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado.....	167
Figura N° 77 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	168
Figura N° 78 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado.....	169
Figura N° 79 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	170
Figura N° 80 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado.....	171
Figura N° 81 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	172
Figura N° 82 Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado.....	173
Figura N° 83 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	174
Figura N° 84 Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado.....	175
Figura N° 85 Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	176
Figura N° 86 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado.....	177
Figura N° 87 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado.....	178
Figura N° 88 Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado.....	179
Figura N° 89 Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado.....	180
Figura N° 90 Análisis Pseudo - estático del talud de la desmontera con hincado de rocas por el método de elementos finitos	181
Figura N° 91 Resultado del Factor de Seguridad.....	182
Figura N° 92 Análisis de deformación del talud.....	183
Figura N° 93 Análisis Pseudo - estático del talud de la desmontera con hincado de rocas por el método de elementos finitos	184

Figura N° 94 Resultado del Factor de Seguridad de la figura anterior	185
Figura N° 95 Análisis de deformación del talud.....	186

RESUMEN

El presente trabajo de investigación abordó el problema de brindar la solución a la estabilidad del talud realizando un mejoramiento de suelos en la progresiva 0+0.00 al 1+260.00 en la Desmontera de mina Excélsior, localizado en Cerro de Pasco, Pasco, el cual el pie del talud está apoyado en un suelo con relave minero. Teniendo una metodología de un nivel de investigación cuantitativa con alcance descriptivo, de tipo aplicada no experimental con diseño transversal.

Para el análisis de estabilidad de taludes de la desmontera de mina Excélsior tanto estático como pseudo - estático se optó por el método de equilibrio límite de Mohr Coulomb con los métodos de Spencer y Morgenstern Price, así como también, se realizó el análisis con los datos de Leps, el cual brinda datos de ángulo de fricción y cohesión de ensayos triaxiales a gran escala de distintos diámetros de roca, con el propósito de hacer el comparativo de resultados, se realizó el modelamiento en el software Slide V6.

Luego realizamos el análisis de estabilidad de taludes pseudo – estáticamente con el método de elementos finitos mediante un modelo constitutivo, utilizando el software Plaxis 2D, con el fin de hacer el comparativo con el método de equilibrio límite de Mohr Coulomb con el diseño del hincado de rocas.

Se evaluó también las deformaciones o asentamientos de las tres secciones con la ayuda del software Plaxis 2D, obteniendo como asentamiento máximo de 18 cm en el pie del talud de la progresiva 1+120 con el hincado de rocas.

Finalmente, se concluyó que con el diseño del hincado de rocas ayudó a mejorar la capacidad portante en el pie del talud de la desmontera de mina Excélsior y una mayor estabilidad al talud, obteniendo un factor de seguridad admisible.

Palabras clave: Desmonteras, estabilidad, equilibrio límite, elementos finitos, factor de seguridad, deformaciones, Leps, características geotécnicas.

ABSTRACT

The present research work addressed the problem of providing the solution to the stability of the slope by performing a soil improvement in the progressive 0 + 0.00 to 1 + 260.00 in the Excélsior Mine Desmontera, located in Cerro de Pasco, Pasco, which the The foot of the slope is supported by a soil with mining tailings. Having a methodology of a quantitative research level with a descriptive scope, of an applied non-experimental type with a cross-sectional design.

For the stability analysis of slopes of the Excélsior mine, both static and pseudo-static, the Mohr Coulomb limit equilibrium method was chosen with the Spencer and Morgenstern Price methods, as well as the analysis with the data of Leps, which provides data on the friction angle and cohesion of large-scale triaxial tests of different rock diameters, with the purpose of comparing the results, the modeling was carried out in the Slide V6 software.

Then we carry out the slope stability analysis pseudo - statically with the finite element method through a constitutive model, using the Plaxis 2D software, in order to make the comparison with the Mohr Coulomb limit equilibrium method with the design of the driving force of rocks.

The deformations or settlements of the three sections were also evaluated with the help of the Plaxis 2D software, obtaining a maximum settlement of 18 cm at the foot of the slope of the progressive 1 + 120 with the driving of rocks.

Finally, it was concluded that the design of the rock drive helped to improve the bearing capacity at the foot of the slope of the Excélsior mine cutter and greater stability to the slope, obtaining an admissible safety factor.

Keywords: Waste Dumps, stability, limit balance, finite elements, security factor, deformations, Leps, geotechnical characteristics.

INTRODUCCIÓN

Según el transcurso de los años la actividad minera se enlaza al desarrollo económico beneficiando a la población, comunidades y países por ser un sustento económico primordial, desarrollo tecnológico en todos sus sectores; pero, sin embargo, la explotación de yacimientos mineros trae un lado negativo en las zonas donde son operadas y muchas veces éstas se extienden, teniendo como consecuencia PAMs (pasivos ambientales mineros) entre ellos las desmonteras de minas.

Es usual que en la Ingeniería Civil y en la minería se puedan hallar problemas conexos a la estabilidad de taludes en desmonteras de minas.

El Plan de Cierre del Depósito de Desmonte Excélsior es uno de los proyectos que están en ejecución por parte de la entidad ACTIVOS MINEROS S.A.C. El principal PAM (pasivo ambiental minero) es la desmontera proveniente del tajo abierto Raúl Rojas de Cerro de Pasco desde 1956 hasta el año 2000, acumulando alrededor de 50 millones de toneladas en un área aproximada de 69 Ha. El cual ha generado un frente de talud de residuos mineros, este generó un cambio de las condiciones naturales y de estabilidad en las que se encontraba antes de la explotación.

En el caso del talud de la Desmontera de mina Excélsior en el tramo 0+0.00 al 1+260.00, el cual presenta problemas de estabilidad, ya que el suelo está conformado por relaves mineros. El presente trabajo analizará dos posibles métodos con el objetivo de cumplir con el factor de seguridad.

En el capítulo uno se explican las generalidades del proyecto, su ubicación y las problemáticas a resolver en el transcurso de la investigación, así como los objetivos trazados para lograr determinar la solución más adecuada.

En el capítulo dos se exploran investigaciones previas que sirven como referente para los procesos a realizar en esta tesis, como también las hipótesis y conceptos generales que se utilizarán en el posterior análisis de las opciones.

En el capítulo tres se muestra la metodología a seguir en el trabajo de investigación, las variables que tendremos presentes a evaluar y su desglose en indicadores y dimensiones.

En el capítulo cuatro (desarrollo de la investigación), hemos iniciado con la descripción de la ubicación de nuestra investigación, tipo y forma de la desmontera, geología de la zona, clima de la zona, características del suelo y características de la desmontera.

En el capítulo cinco (interpretación de resultados), en este capítulo hemos interpretado los resultados del análisis de estabilidad de taludes de las 3 secciones planteadas por nosotros, en el programa Slide V.6 y Plaxis 2D.

Primero hemos analizado la estabilidad del talud de la desmontera por Mohr Coulomb, por el método de Spencer y Morgenstern – Price, sin enrocado y con enrocado, mediante el análisis estático y pseudoestático en el software Slide V.6.

Luego, analizamos la estabilidad de la desmontera por la resistencia al cortante de los datos de Leps, por el método de Spencer y Morgenstern – Price, sin enrocado y con enrocado, mediante el análisis estático y pseudoestático en el software Slide V.6.

Finalmente, analizamos la estabilidad de la desmontera por Mohr Coulomb y las deformaciones del talud en el software Plaxis 2D.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del Problema

El depósito de desmontes Excélsior operó desde 1956, con el inicio del Tajo abierto, hasta el año 2000 habiéndose acumulado en este periodo aproximadamente 50 millones de toneladas de desmontes procedentes del Tajo Raúl Rojas (Plan de Cierre del Pasivo Depósito de Desmonte Excélsior, 2012, p. 2).

Como consecuencia de las actividades mineras realizadas por la Unidad Minera Volcan S.A.A (hoy empresa Administradora Cerro S.A.C.), ubicado en la comunidad urbana Champamarca, distrito de Simón Bolívar, en la ciudad de Cerro de Pasco, provincia y Departamento de Pasco, se ha generado un depósito de desmonte minero, provocando áreas impactadas, con volúmenes y restos mineros de gran consideración, de características diversas en su mineralogía, que fueron originados por diversas labores mineras tanto de explotación a tajo abierto, así como cateos y trabajos de exploración superficial.

Es por ello que se está ejecutando El proyecto “Plan de Cierre del Depósito de Desmonte Excélsior” de la Entidad AMSAC (Activos Mineros S.A.C.). El área de estudio a investigar es en la progresiva 0+0.00 al 1+260.00 Km de la desmontera de mina Excélsior, en donde se identifica un suelo con material de relaves mineros. Es por ello que, si no se realizase este estudio, esto conllevaría un enorme riesgo tanto para el proyecto como para la población de la Localidad de Champamarca afectando al ecosistema.

1.2 Planteamiento del Problema

Por estudios previos se ha indicado que el rubro minero es considerado como el sector industrial más contaminante de aguas superficiales y subterráneas, especialmente con las cargas contaminantes de metales pesados (Leturia, 2008).

Debido al suelo con material con relaves mineros en el pie del talud de la desmontera Excélsior en la progresiva 0+0.00 al 1+260.00, se optó por diseñar con un hincado de rocas, éste es un método empírico. Con este diseño vamos a obtener un mejoramiento para el suelo y una

óptima estabilización del talud de la desmontera, analizando resultados con método del Equilibrio Límite, utilizando el software SLIDE, y con el método de elementos finitos (M.E.F.) con el software PLAXIS.

1.3 Formulación del Problema

1.3.1 Problema General

¿Cómo mejorar el suelo con el diseño del hincado de rocas en la desmontera de mina Excélsior-Cerro de Pasco?

1.3.2 Problemas Específicos

- a) ¿Cuál es el factor de seguridad estático y pseudoestático sin el diseño del hincado de rocas y con el diseño del hincado de rocas de la desmontera de mina Excélsior?
- b) ¿Cuáles son las deformaciones presentadas en el talud de la desmontera de mina Excélsior?
- c) ¿Cuál es la caracterización geotécnica de la desmontera de mina Excélsior?
- d) ¿Qué método de análisis describe mejor el comportamiento del talud de la desmontera de mina Excélsior?

1.4 Importancia y justificación del estudio

Implicancia Teórica: Se hará uso de los conceptos y softwares aprendidos en la etapa de estudio universitario, así como también de competencias adquiridas en entidades externas; haciendo hincapié en la teoría de análisis de estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite con el software SLIDE 6.0 y el método de elementos finitos con el software PLAXIS 2D.

Implicancia Práctica: Al representar el mejoramiento del suelo con el diseño del hincado de rocas en nuestro análisis, esta investigación servirá como guía para brindar una alternativa de solución a la estabilidad de taludes en desmonteras de minas que tengan las mismas condiciones de suelos con relaves mineros y una similar ubicación.

Relevancia Social: Busca beneficiar a los pobladores de la Localidad de Champamarca-Cerro de Pasco, brindando una mayor calidad de vida remediando este pasivo ambiental minero y contribuyendo al mejoramiento de su ecosistema y evitando desastres naturales, asegurando su estabilidad física de la desmontera de mina Excélsior.

Ecológica: Se quiere prevenir las pérdidas de ecosistemas y de la agricultura en la comunidad de Champamarca-Cerro de Pasco por los desechos mineros.

1.5 Limitaciones del estudio

La realización de la presente investigación se realiza con datos y resultados de campo otorgados por la Entidad Activos Mineros S.A.C. Los mismos que se podrán tomar como referencia para posteriores investigaciones similares.

La limitación de esta investigación es la escasa bibliografía de estabilidad de taludes en desmonteras de mina en nuestro país, ya que no contamos con normativas o guías establecidas con nuevos métodos de mejoramiento de suelos en taludes de diferente material granular como son las desmonteras de mina.

1.6 Delimitación del estudio

La investigación tomará lugar en el Distrito Simón Bolívar, Provincia de Cerro de Pasco, Departamento de Pasco lugar donde se encuentra el proyecto de la desmontera de mina Excélsior, el cual se analizará la estabilidad de taludes de dicha desmontera en el tramo 0+0.00 al 1+260.00 Km. (ver Figura 1).

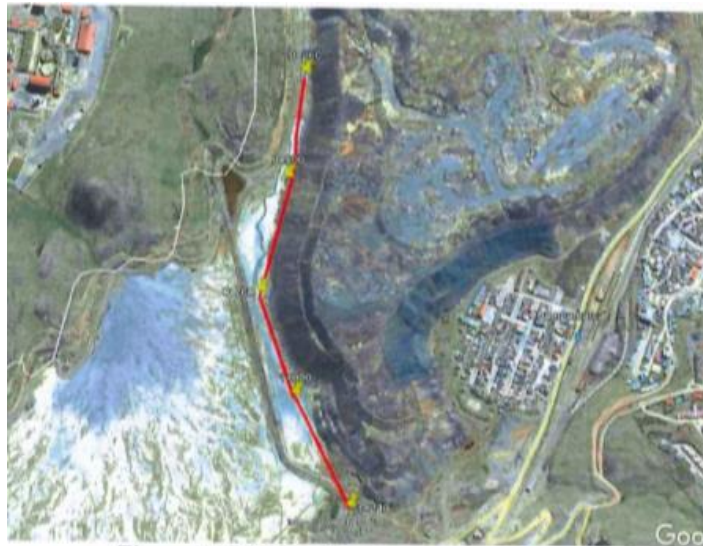
Ubicado entre las siguientes coordenadas UTM:

360,600.21 E 8'818,600.00 N

360,757.78 E 8'817,748.77 N

Figura N° 1

Ubicación Del Terreno En Estudio



Nota: Vista satelital del Google Earth Pro

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo General

Mejorar el suelo con el diseño del hincado de rocas en la desmontera de mina Excélsior-Cerro de Pasco.

1.7.2 Objetivos Específicos

- a) Determinar el factor de seguridad estático y pseudo - estático sin el diseño del hincado de rocas y con el diseño del hincado de rocas de la desmontera de mina Excélsior.
- b) Analizar las deformaciones presentadas en el talud de la desmontera de mina Excélsior
- c) Caracterizar geotécnicamente el talud de la desmontera de mina Excélsior.
- d) Determinar que método de análisis describe mejor el comportamiento del talud de la desmontera de mina Excélsior.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco histórico (Antecedentes)

En términos de volumen y masa, los vertederos de residuos asociados con grandes minas a cielo abierto son posiblemente las estructuras artificiales más grandes de la Tierra.

Los vertederos originales fueron construidos utilizando transporte ferroviario y puntas, con posteriores ampliaciones con maquinarias. Si bien la mayoría de los vertederos en todo el mundo no se han realizado muy bien, ya que hay muchos casos en los que se han sujeto a inestabilidades a gran escala con importantes efectos adversos a la consecuencia.

Asimismo, la comprensión de su comportamiento y la capacidad para modelar y predecir de manera confiable su estabilidad, no es tan avanzado como para pendientes a cielo abierto y otras estructuras grandes de tierra, tales como depósitos de relaves y agua, represas de retención, y su diseño sigue en gran parte empírico.

Algunos de los primeros trabajos sobre el desarrollo de la comprensión de la mecánica de los vertederos de desechos mineros fueron realizado a principios de la década de 1970 en respuesta al fracaso de un vertedero de desechos de una mina de carbón en la ciudad de Aberfan, Gales en 1966. El fracaso se atribuyó a una acumulación de presión de poros en el material de desecho debido a fuertes lluvias y manantiales naturales en la fundación que desencadenó una falla de tipo licuefacción.

Es por ello que, en 1975, el Departamento de la Seguridad y Control de la minería de Estados Unidos (MESA 1975) publicó un manual de diseño para instalaciones de eliminación de desechos de carbón. Este manual estaba destinado a proporcionar directrices y estándares para vertederos de desechos de mina de carbón a cielo abierto, y las metodologías de diseño se basaron principalmente en los enfoques clásicos de la mecánica del suelo. (Mark Hawley & John Cunning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 3).

Nosotros tomando como referencia las siguientes investigaciones, vamos a poner en claro y explicar más detalladamente a lo largo de nuestro periodo de investigación, y apoyándonos en las normas técnicas y guías de estabilidad de taludes de desmonteras de mina.

Finalmente obtendremos el factor de seguridad para los casos tanto estático y pseudo-estático sin el diseño de hincado de rocas y con el diseño de hincado de rocas de la desmontera de mina Excélsior.

2.2 Investigaciones relacionadas con el tema

2.2.1 Investigaciones Nacionales

López (2016), realizó una investigación sobre el “Estudio geotécnico y diseño del talud final de una mina a cielo abierto aplicando Modelos Numéricos”. Tesis profesional: Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Alcanzó como objetivo general “Proponer el ángulo estable del talud final Este de la mina, a partir de realizar la caracterización geotécnica, con la ayuda de la modelización numérica”. Menciona en su conclusión N°2 El cálculo de la estabilidad del talud, aplicando el método de equilibrio límite, haciendo uso del software Slide, considera el diseño de un talud de 60°, es estable para cada uno de los dominios estructurales determinados en el talud Este de la mina.

Mendoza (2016), realizó una tesis titulada “Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay”, para optar el grado académico de título profesional en Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, en donde menciona “El objetivo principal de este trabajo es realizar los cálculos de factores de seguridad y determinar los parámetros de diseño de taludes de suelos de más de 100 metros de altura empleando el análisis de equilibrio límite en condiciones estáticas y pseudoestáticas”. Menciona en su conclusión N.º 5 En el análisis de factores de seguridad para las condiciones pseudoestáticas se evidenció que el cambio de este valor, para distintas secciones, no sigue la misma proporción de cambio que para las condiciones estáticas, siendo esta última mayor. Por lo tanto, se puede concluir que en el caso pseudoestático la geometría del talud no influye considerablemente a la estabilidad del mismo. Es decir, que la estabilidad será proporcionada por las características geotécnicas de los materiales presentes. Asimismo, en este trabajo podría existir riesgo de licuefacción, ya que se tiene estratos de arena y además hay presencia de agua.

Torres (2007), realizó una investigación sobre “Valoración del riesgo en deslizamientos”. Tesis profesional: Universidad Ricardo Palma, en donde menciona “El objetivo general es estudiar y evaluar las metodologías para cuantificar el grado de riesgo a deslizamientos en taludes de suelos y rocas en el Perú, aplicando nuevos conceptos a los análisis de estabilidad de taludes, para ello se aplicarán todas las metodologías desarrolladas a un caso real en estudio”. Menciona en su conclusión N.º 2 De la curva de confiabilidad se puede observar que existe una correlación entre el factor de seguridad calculado, el índice de confiabilidad, la pendiente del terreno y el índice de vulnerabilidad. Esta gráfica indica específicamente que para conseguir un buen nivel de confiabilidad la pendiente del terreno debe ser menor a 36° para un factor de seguridad estático mínimo de 1.25, esto relacionado a un nivel de vulnerabilidad específico, Nº4. La metodología desarrollada en la presente investigación resulta una importante herramienta en el análisis y estimaciones de riesgo al deslizamiento en la ingeniería de taludes.

2.2.2 Investigaciones Internacionales

Suárez, (2002). En el libro Análisis de Estabilidad, *Deslizamientos: Análisis geotécnico*. Propone una serie de principios generales y, metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento utilizando sistemas de prevención, los cuales requieren de políticas del Estado y de colaboración y conciencia de las comunidades. Las principales conclusiones relacionadas a nuestro tema de investigación son: a) La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis, los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad: b) Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio. c) se debe realizar un suficiente número de ensayos para que los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales. d) Los parámetros seleccionados deben basarse teniendo en cuenta factores tales como calidad del estudio geotécnico, métodos de ensayo, variabilidad de los materiales, efecto del tiempo, etc.

Valiente, Sobrecases y Díaz (2005). En el artículo Estabilidad de Taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú* en su conclusión indica “Para los cálculos de estabilidad de taludes

podemos emplear modelos de equilibrio límite o modelos numéricos. Los modelos de equilibrio límite se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Para ello, se supone que la resistencia al corte del terreno se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte, sin tener en cuenta el estado tensional ni las deformaciones (estos se encuentran fuertemente sancionados por la práctica). En ocasiones, puede ser interesante cuantificar estas deformaciones, en cuyo caso se recomienda acudir a modelos numéricos que permiten estudiar el estado tensional de los elementos y sus deformaciones”.

Beneyto, Gutierrez, Mroginski, Di Radio y Awruch (2011). En el libro *Análisis de estabilidad de taludes técnicas de optimización heurística. Asociación Argentina Mecánica Computacional*, mencionan que, el problema de la estabilidad de taludes es de gran importancia en obras de Ingeniería, dicha estabilidad es cuantificada a través del factor de seguridad, el cual depende de las cargas actuantes, y de las características geométricas y físicas de la masa de suelo. La determinación del factor de seguridad puede ser abordada mediante el empleo de teorías simplificadas de resistencia de materiales, como los métodos de equilibrio límite.

2.3 Bases Teóricas

2.3.1 Teoría de desmontes de mina

Los botaderos o escombreras -Wastes Dumps- son estructuras masivas de material estéril o con un contenido mineral muy bajo producto de las operaciones de explotación minera a tajo abierto y de operaciones subterráneas que se acumulan sobre fundaciones rocosas. Los botaderos son acumulaciones de estéril en forma de montones de material o arrimadas a taludes naturales. (ver Figura 2).

Los botaderos se construyen vertiendo los materiales estériles desde camiones en los bordes de estas estructuras o en otros casos por la descarga del material sin valor a las plataformas para su posterior empuje con maquinaria adecuada.

Estas grandes estructuras y sus inestabilidades, han dado lugar a una fuerte preocupación de parte de los organismos gubernamentales que han orientado sus esfuerzos a minimizar y controlar los impactos ambientales y los riesgos de seguridad tanto para el personal, equipos e infraestructura involucrada. (Villas & Masera, 2004).

Figura N° 2

Imagen de la Desmontera de mina Excélsior-Cerro de Pasco



Nota: Revista Mundo Minero

2.3.1.1 Tipos de desmontera

- **Por su función**

La mayoría de desmonteras de mina pueden caracterizarse en función de su propósito previsto, es decir, contención permanente o almacenamiento temporal y materiales utilizados para construirlos (terraplenes, rellenos mixtos). Los rellenos de roca incluyen roca minada y natural astrágalo que se compone de partículas de roca angulares y coherentes. (Mark Hawley & John Cuning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 7).

Figura N° 3

Tipos de desmonteras de mina por su función



Fuente: Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design (2017

- **Por su topografía**

También se pueden caracterizar las desmonteras de mina sobre la base de su configuración general y su topografía. (Mark Hawley & John Cunning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 7).

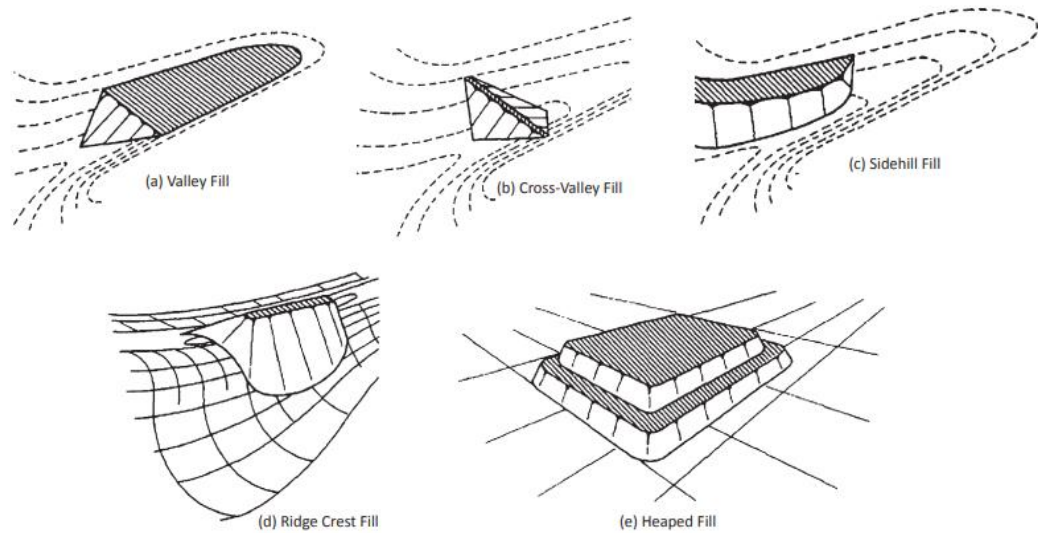
Como son (ver Figura 4):

- a. Rellenos de valle (Valley Fill): La superficie del relleno es típicamente clasificado para evitar el embalse de agua en la cabeza del valle, o el agua superficial se desvía alrededor del relleno en canales o debajo del relleno a través de un drenaje de roca de flujo.

- b. Rellenos de valle cruzados (Cross-Valley Fill): También se pueden construir para crear calzadas para caminos de acarreo, caminos de acceso para vehículos livianos o transportadores o terraplenes ferroviarios.
- c. Rellenos de ladera (Sidehill Fill): Los rellenos de ladera son construidos en terrenos inclinados y normalmente no bloquea cualquier drenaje importante. Las pendientes suelen estar inclinadas en la misma dirección que la topografía, y la punta del relleno es generalmente se basa en un terreno más plano en el fondo del valle, o está apuntalado contra la pendiente más baja en el otro lado del valle.
- d. Rellenos de crestas de crestas (Ridge Crest Fill): Los rellenos de crestas de crestas son una variación del relleno lateral en el que el relleno se extiende por una cresta y las pendientes son establecidos a ambos lados de la cresta.
- e. Rellenos colmados (Heaped Fill): Los rellenos colmados son fundados en un terreno relativamente plano o suavemente inclinado con rellenar pendientes en todos los lados. Los rellenos colmados generalmente se construyen de abajo hacia arriba en ascensores.

Figura N° 4

Tipos de depósitos y depósitos de residuos básicos



Fuente: After Wahler (1979).

2.3.2 Caracterización del sitio

La caracterización del sitio de una desmontera de mina depende de un número de factores como:

- Geología de la zona.
- Clima y meteorología
- Geotecnia de la zona.
- Sismicidad del sitio.

2.3.3 Caracterización de materiales

2.3.3.1 Caracterización del suelo de cimentación

2.3.3.1.1 Trabajos de Campo

- **Sondajes**

Antes de acometer cualquier proyecto u obra de ingeniería civil o edificación, es necesario conocer las características del terreno sobre el que se va a asentar. Con este fin, se debe realizar un reconocimiento geotécnico del terreno, cuyos objetivos son:

- Definición de las condiciones geológicas e hidrogeológicas de la zona, con sus perfiles estratigráficos, así como las propiedades físico-mecánicas del suelo y todas las características del mismo, necesarias para el cálculo y proyecto correspondiente, previendo las posibles variaciones que introducirá la obra en las condiciones del terreno.
- Definición de la tipología y dimensiones de la obra, de tal forma que las cargas generadas por cimentaciones, excavaciones y rellenos, o las cargas soportadas por estructuras de contención, no produzcan situaciones de inestabilidad o movimiento excesivos de las propias estructuras o del terreno, que haga peligrar la obra estructural, o funcionalmente. (Herrera J. & Castilla J. Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos, 2012).
- Determinación de problemas constructivos:
 - ✓ Tipo de cimentación, nivel de apoyo, presión de trabajo, etc.
 - ✓ Determinación del volumen, localización y tipo de materiales que han de ser excavados, así como la forma y maquinaria adecuada para llevar a cabo dicha excavación.
 - ✓ Talud de excavación / contención de paredes.
 - ✓ Agresividad de suelos y agua.
 - ✓ Solución a problemas del terreno.

- ✓ Localización y caracterización de materiales para préstamos.
- ✓ Problemas relacionados en el agua: Profundidad del nivel freático, riesgos debidos a filtraciones, arrastres, erosiones internas, acción de helada, etc.

- **Ensayos de Penetración Estándar (S.P.T.)**

La denominación S.P.T. se corresponde con las siglas en inglés (Standard Penetration Test) y es el ensayo más extendido de los que se realiza en el interior de un sondeo geotécnico en suelos o roca muy alterada. Es un ensayo creado en el año 1927 por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzagui contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (30 cm) el tomamuestras que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas).

El ensayo SPT es por naturaleza simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse en casi cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas. Los resultados de la prueba, difundida ampliamente en todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno. El SPT permite la correlación con ciertos parámetros mecánicos del suelo que, junto con datos obtenidos de ensayos de laboratorio, ayuda a definir la presión admisible de un suelo para un determinado tipo de cimentación. Tanto el equipo utilizado como el procedimiento operativo del ensayo se ajustarán a lo establecido en la Norma UNE-EN ISO22476-3. Asimismo, se requiere disponer de un certificado de calibración del valor de E, bajo la cabeza de impacto para cada uno de los equipos utilizados.

El valor de SPT se define como el número de golpes necesarios para conseguir una penetración de 30 cm de un tomamuestras situado en la parte inferior de un varillaje, que es hincado utilizando una masa de 63.5 Kg (140 libras) que golpea el extremo superior del varillaje en caída libre desde una altura de 76 cm (30 pulgadas). Generalmente se utiliza de 2" de diámetro exterior y 1 3/8" de diámetro interior, adoptándose para gravas la punta cónica de 2" de diámetro y ángulo en la punta 60°.

Es por ello que éste ensayo se realiza intercalado en las operaciones que permiten la perforación del sondeo y en el interior del mismo, pues alcanzada con la perforación la profundidad deseada para la realización del ensayo, se saca la batería de perforación, se limpia cuidadosamente el sondeo y se hincan un tomamuestras golpeando con fuerza en tres tramos de 15 cm. Es importante que el sondeo no tenga tubería de revestimiento por debajo de la cota a la que se vaya a medir la penetración.

Se cuentan los golpes necesarios para introducir cada uno de esos tramos de varilla, denominado a la suma de los tramos segundo y tercero como N_{30} . El número de golpes necesarios permite calcular el valor N que se correlaciona con la densidad y resistencia a la penetración del suelo.

Se debe suspender el ensayo cuando después de dar una serie de 100 golpes no se han introducido la totalidad de los 30 cm. También se suspenderá el ensayo después de dar 50 golpes el descenso de la varilla ha sido inferior a 5 cm o cuando no se observa penetración alguna para 10 golpes. Se debe observar si el tomamuestras penetra bajo su propio peso y cuantos centímetros se introduce.

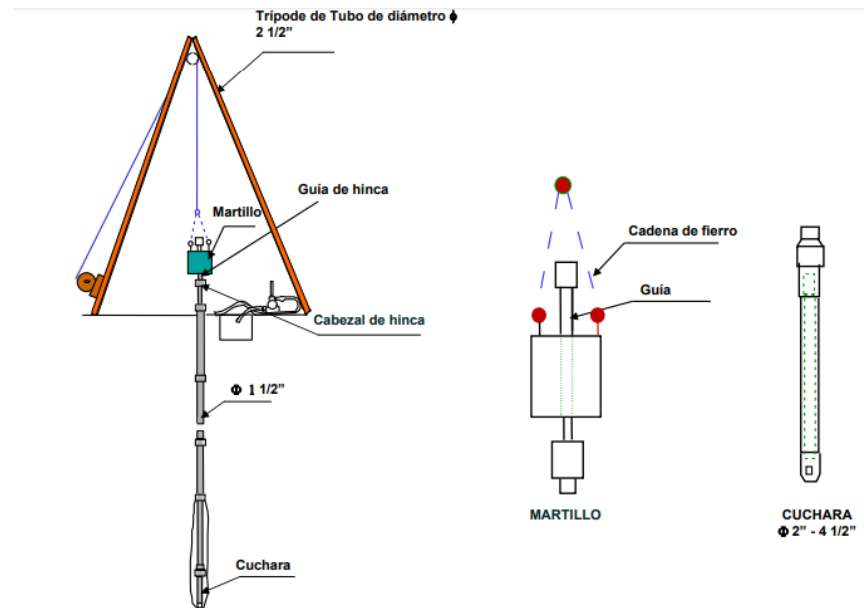
Al utilizarse un útil hueco, el ensayo permite obtener una muestra alterada del terreno en el que se ha practicado la hincada para ensayo de laboratorio.

Se puede correlacionar con densidades, ángulos de rozamiento y asentamientos. De hecho, existen numerosas correlaciones empíricas con diversos parámetros geotécnicos. Debe entenderse claramente que estas relaciones son aproximativas y su uso resulta tanto más adecuado cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza.

La penetración se puede ver alterada por varios factores: profundidad del ensayo, estabilidad del sondeo, etc. No obstante, si el tomamuestras penetra los 450 mm indicados en la misma, siguiendo una norma de buena práctica, se hincará el tomamuestras otros 150 mm más anotando el golpe correspondiente. (Herrera J. & Castilla J. Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos, 2012).

Figura N° 5

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)



Fuente: *Exploración Geotécnica*. Alva, 2007.

• Auscultación Dinámica con Cono Peck

A inicios de los años 1970, se efectuó un programa comparativo de ensayos SPT con un equipo de auscultación con punta cónica denominado “Cono de Peck”, sobre suelos arenosos finos del tipo SP, encontrándose la siguiente relación.

$$N = 0.5c$$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo estándar de penetración (SPT).

c = Número de golpes por 30 cm de penetración con el “Cono de Peck”.

Los consultores de aquel estudio le dieron ese nombre al ensayo por un dispositivo mostrado en una publicación (Peck 1953), recomendado para investigar la densidad relativa de depósitos de arenas y gravas sin el uso de tuberías de revestimiento. (Romero V. Aplicabilidad del “Cono Dinámico Tipo Peck”, 2007).

(Peck 1953), describen al dispositivo como: un cono que se coloca suelto en el fondo de una hilera de tuberías que se introduce en el terreno por medio de un martillo con una altura constante de caída. Se toma un registro continuo del número de golpes requerido para hincar la punta un pie de profundidad. Cuando la punta ha alcanzado su elevación final, se retira la tubería y el cono queda perdido en el fondo de la perforación. La fricción de la tubería es minimizada haciendo el diámetro de cono algo mayor que el diámetro exterior de la tubería. Las pruebas de este tipo se pueden hacer más rápidamente y de manera más económica que los ensayos de Penetración Estándar. Sus resultados se pueden correlacionar con los valores N (del SPT), realizando diferentes series de ensayos de Penetración Estándar en perforaciones adyacentes a la ubicación de los ensayos de penetración con el cono.

La Norma E.050- SUELOS Y CIMENTACIONES del R.N.E., acepta al Cono Dinámico Tipo Peck como una técnica de Auscultación recomendada para suelos granulares de los tipos SW, SP, SM y SC-SM; y como una técnica de Auscultación de Aplicación Restringida, para suelos de los tipos CL, ML, MH y CH.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones de Junio del 2006, el ensayo consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica, empleando la misma energía que el Ensayo de Penetración Estándar (SPT, ASTM D 1586), en la que cuchara estándar es reemplazada por un cono de 6.35 cm. (2.5”) de diámetro y 60° de ángulo en la punta. Este cono se hinca en forma continua en el terreno. El registro de la auscultación se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica cada 15 cm. El resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes por cada 30 cm de penetración.

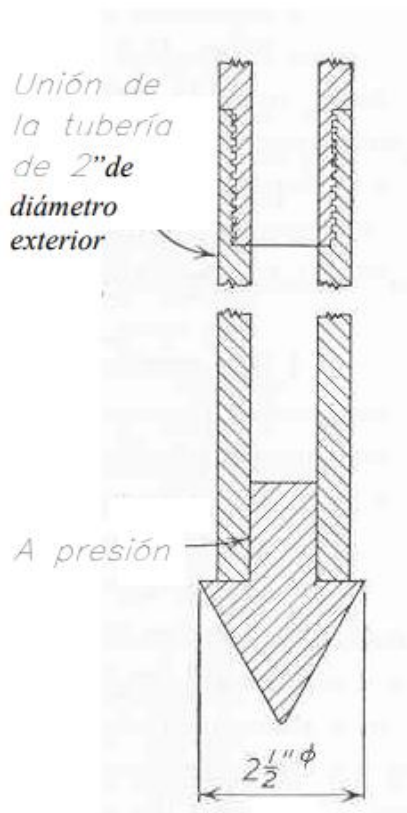
Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

De acuerdo al RNE, no deben ejecutarse ensayos con cono tipo Peck en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento. Al respecto se recomienda efectuar mayor investigación a fin de determinar la corrección por pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación en base a auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida en base a la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. El uso del cono Peck se recomienda hasta 8 metros de profundidad. En ningún caso se debe superar los 10 metros. (Graneros A. & Richard J., 2016).

Figura N° 6

Penetrómetro de punta cónica



Fuente: Peck, 1953.

2.3.3.1.2 Propiedades índices del suelo

- **Granulometría del suelo**

Las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos. Además, tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 12). Los tres parámetros del suelo son:

- a. Diámetro efectivo.
- b. Coeficiente de uniformidad.
- c. Coeficiente de curvatura.

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como diámetro efectivo, o D_{10} . El coeficiente de uniformidad está dado por la relación:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

Cu = coeficiente de uniformidad.

D_{60} = diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución granulométrica.

El coeficiente de curvatura se expresa como:

$$Cz = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Donde:

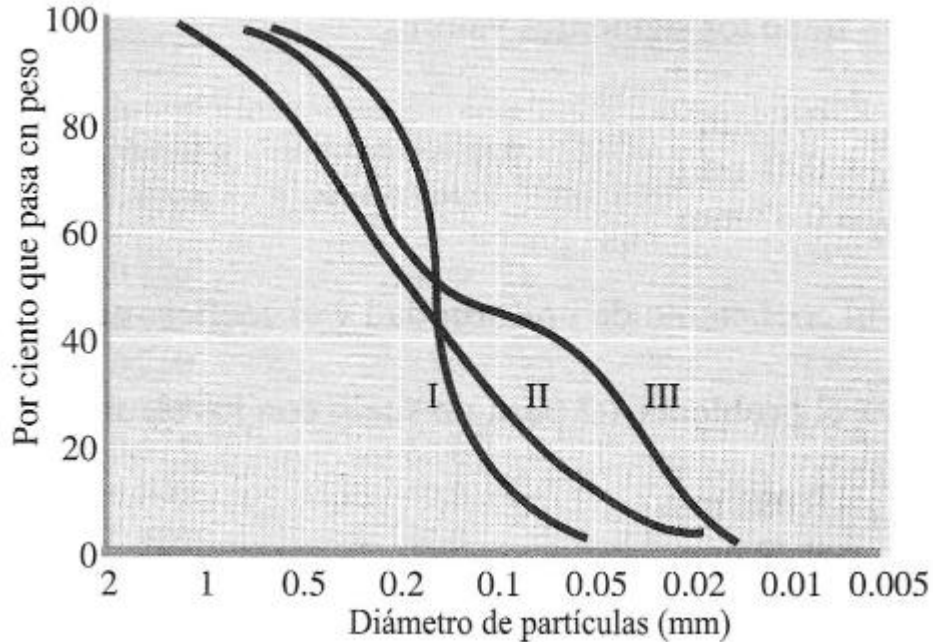
Cz = coeficiente de curvatura.

D_{30} = diámetro correspondiente al 30% de finos.

La curva de distribución granulométrica muestra no sólo el rango de los tamaños de partículas presentes en un suelo, sino también la distribución de varios tamaños de partículas. Esas curvas se muestran en la Figura 7. La curva I representa un tipo de suelo en el que la mayoría de los granos son del mismo tamaño, y se le llama suelo mal graduado. La curva II representa un suelo en que los tamaños de las partículas están distribuidos sobre un amplio rango y se le llama bien graduado. Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de uniformidad mayor de aproximadamente 4 para gravas y 6 para arenas, y un coeficiente entre 1 y 3 (para gravas y arenas). Un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente graduadas. La curva III representa tal suelo y se le llama de granulometría discontinua. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 13).

Figura N° 7

Tipos diferentes de curvas granulométricas



Fuente: Braja Das (p. 13).

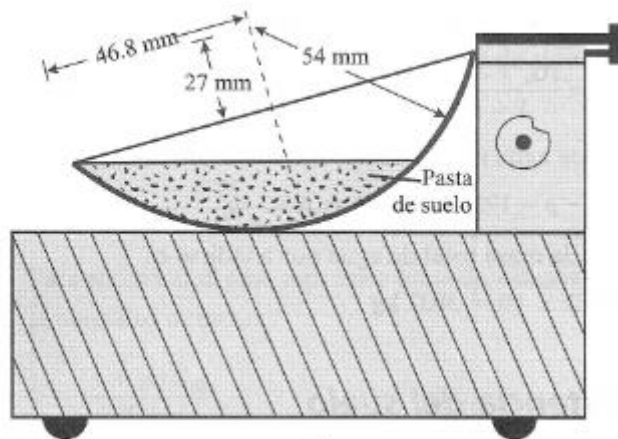
- **Límite líquido**

Un diagrama esquemático (vista lateral) de un dispositivo para determinar el límite líquido se muestra en la Figura 8, que consiste en una copa de bronce y una base de hule duro. La copa de bronce se deja caer sobre la base por una leva operada por una manivela. Para la prueba del límite líquido se coloca una pasta en la copa. Se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de corte estándar (figura 9). Luego, con la leva operada por la manivela, se levanta la copa y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura (véase la figura 10) a los 25 golpes se define como el límite líquido.

Casagrande (1932) concluyó que cada golpe en un dispositivo estándar para límite líquido corresponde a una resistencia cortante del suelo de aproximadamente 1 g/cm^2 ($=0.1 \text{ KN/m}^2$). Por consiguiente, el límite líquido de un suelo de grano fino da el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de 25 g/cm^2 ($=2.5 \text{ KN/m}^2$). (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 28).

Figura N° 8

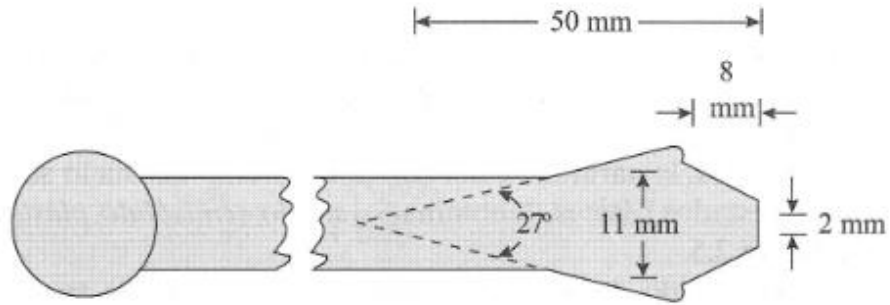
Prueba del límite líquido: Dispositivo para la prueba



Fuente: Braja Das (p. 28).

Figura N° 9

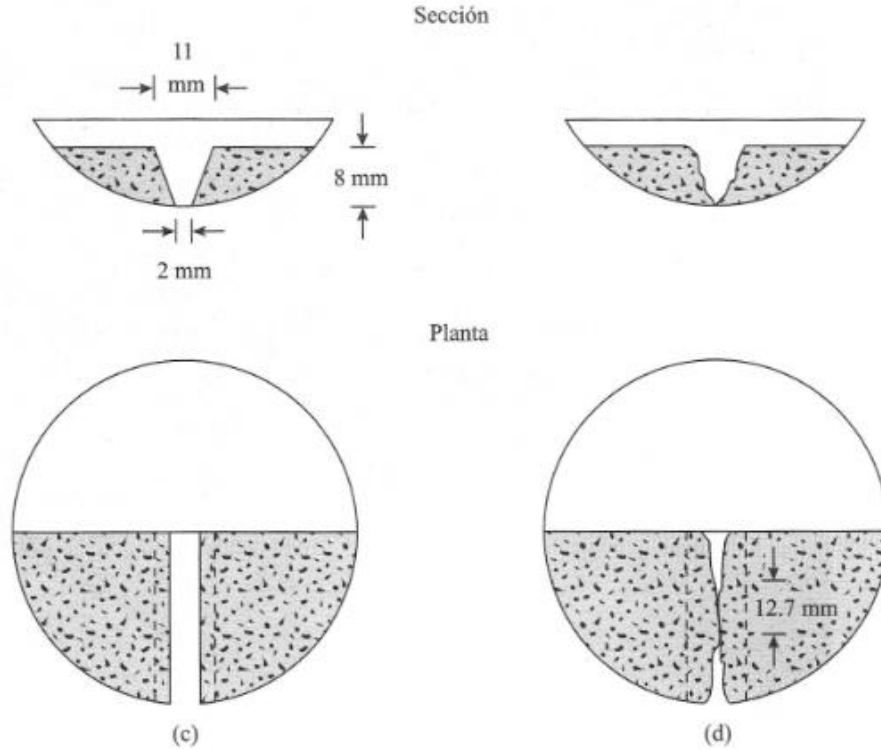
Prueba del límite líquido: Ranurador



Fuente: Braja Das (p. 28).

Figura N° 10

Prueba del límite líquido: Pasta de suelo antes de la prueba y pasta de suelo después de la prueba



Fuente: Braja Das (p. 29).

- **Límite Plástico**

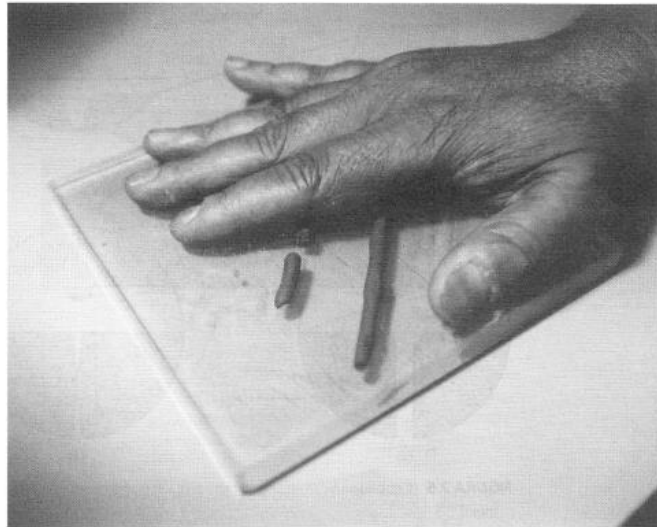
El límite plástico se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollado repetidamente a mano sobre una placa de vidrio (ver figura 11) una masa de suelo de forma elipsoidal. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 29).

El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo:

$$PI = LL - PL$$

Figura N° 11

Prueba del límite plástico



Fuente: Braja Das (p. 30).

- **Contenido de Humedad**

La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas. La determinación de contenido de humedad es un ensayo rutinario de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco. Como una definición:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_{ss}} \times 100$$

Dónde:

W_w = Es el peso del agua presente en la masa del suelo.

W_{ss} = Es el peso de los sólidos en el suelo.

2.3.3.1.3 Clasificación del suelo

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Éstos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). (Ver Figura 12). El sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales y de condados, mientras que los ingenieros geotécnicos usualmente prefieren el Sistema Unificado. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 35).

- **Sistema de clasificación AASHTO**

El Sistema de Clasificación AASHTO actualmente en uso, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla N°. 200.

Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla N°. 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 35). La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

a.) Tamaño del grano

Grava: fracción que pasa por la malla de 75 mm y es retenida en la malla N°. 10 (2mm) de Estados Unidos.

Arena: fracción que pasa por la malla N°. 10 (2 mm) U.S. y es retenida en la malla N°. 200 (0.075 mm) U.S.

Limo y arcilla: fracción que pasa por la malla N°. 200 U.S.

b.) Pasticidad:

El término limoso se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.

c.) Si cantos rodados y boleos (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, éstos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo, el porcentaje de tal material se registra.

• **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos**

La forma original de este sistema fue propuesta por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con la Oficina de Restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 39).

El Sistema Unificado de Clasificación; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

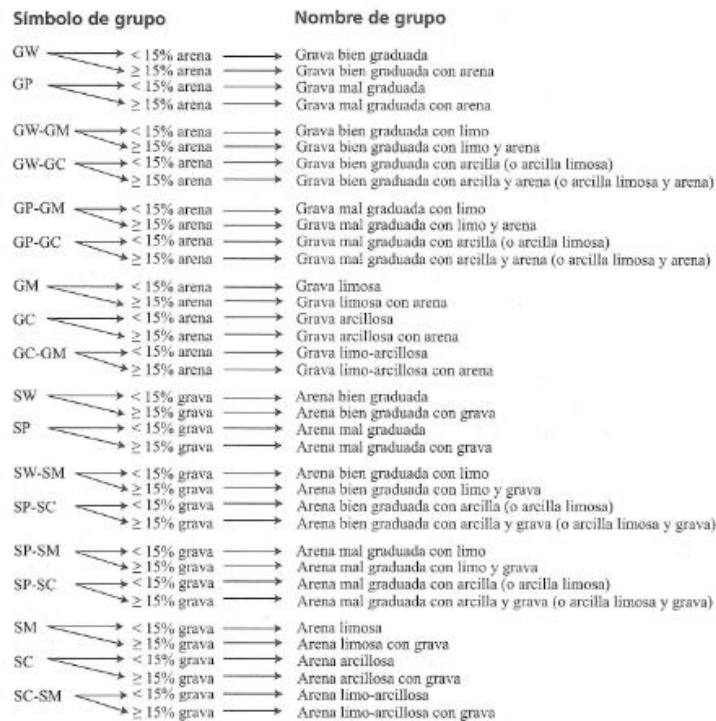
- a.) Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla N°. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S.G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenosa.
- b.) Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla N°. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: bien graduado.
- P: mal graduado.
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50).
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50).

Figura N° 12

Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosas



Fuente: Braja Das (p. 42).

2.3.3.1.4 Resistencia al corte

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante (ver Figura 13). Se usa ampliamente tanto para investigaciones como para pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

- Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo – deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.

- Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra tiene discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión de agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral.

- **Tipos de pruebas triaxiales**

- **Prueba lenta – Prueba con consolidación y con drenaje (CD)**

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente, se aplica al suelo una presión hidrostática, manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya consolidación completa bajo la presión actuante. Cuando el

equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra se lleva a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Los ensayos consolidados drenados se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas.

- **Prueba rápida – Prueba con consolidación y sin drenaje (CU)**

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática; así el esfuerzo llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra se lleva a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta.

En la segunda etapa de una prueba rápida consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión axial es tomado por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que lo gobiernan. De hecho, no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral, si la muestra estuviese lateralmente confinada, como el caso de una prueba de consolidación.

El ensayo CU (consolidado – no drenado) se realiza generalmente con medición de la presión de poros con el fin de determinar los parámetros de “C” y “ ϕ ” en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos.

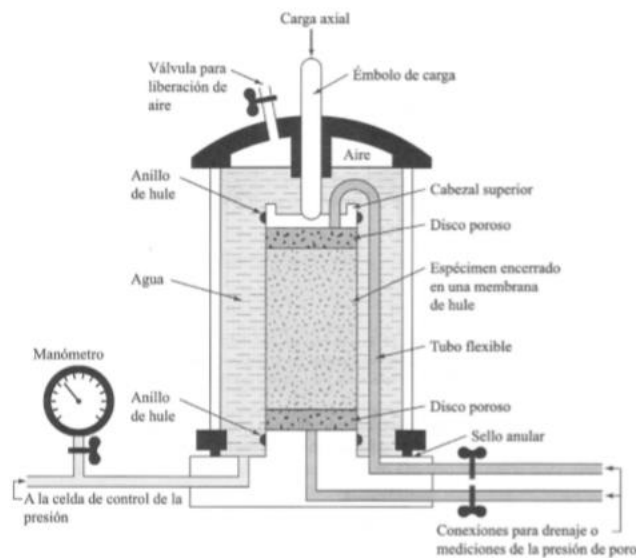
- **Prueba rápida – Prueba sin consolidación y sin drenaje (UU)**

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar, se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato, se falla el suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien.

El ensayo UU es usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del suelo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales. La envolvente de falla para los criterios de Mohr del esfuerzo total se convierte en una línea horizontal, con una condición de $\phi = 0^\circ$ (ángulo de fricción) y $\tau_f = C_u$, siendo la resistencia al cortante no drenada, la cual es igual al radio de los círculos de Mohr. (Oscar Valerio Salas, Ensayos Triaxiales para suelos 2011, p 14).

Figura N° 13

Diagrama del equipo de prueba triaxial



Fuente: Bishop y Bjerrum, 1960.

2.3.3.2 Caracterización de la desmontera

2.3.3.2.1 Propiedades índices de la roca

- **Densidad Seca**

Cuando la muestra de roca se ha secado previamente en una estufa a una temperatura de 110°C, su densidad se denomina seca:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

Donde:

ρ_s = densidad seca

m_s = masa seca

V_s = Volumen seco

El volumen natural o seco de una muestra de roca es la suma del volumen que ocupan las partículas sólidas más el de los poros, por este motivo tiene sentido hablar de la densidad de las partículas (granos o cristales) de la roca, que está claramente relacionada con su composición mineralógica. Para determinarla es necesario moler una determinada masa de roca y medir, con la ayuda de un picnómetro el volumen ocupado por las partículas:

$$\rho_p = \frac{m_p}{V_p}$$

Donde:

ρ_p = densidad de las partículas

m_p = masa de la muestra de roca

V_p = Volumen de las partículas

- **Densidad Húmeda**

En función de cómo se encuentre la roca, se puede distinguir la densidad natural y la densidad seca.

La denominada densidad natural o húmeda es la relación entre la masa de una muestra de roca en su estado natural, o sea, con un cierto contenido de humedad, y el volumen que ocupa:

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Donde:

ρ = densidad natural

m_p = masa de la muestra

V_p = Volumen de la muestra

- **Porosidad Aparente**

La porosidad de una roca es el volumen de poros expresado en tanto por ciento del volumen total:

$$n = \frac{V_p}{V} \times 100$$

Donde:

n = porosidad

m_p = volumen de poros

V = Volumen total

- **Absorción**

Es el agua que llena a los poros de una muestra de roca sumergida en agua, y es la relación porcentual del peso del agua absorbida, respecto al peso de la muestra seca.

$$W = \frac{\text{Peso saturado} - \text{Peso seco}}{\text{Peso seco}} \times 100$$

- **Peso Específico Aparente**

El peso específico o peso unitario de la roca depende de sus componentes, y se define como el peso por unidad de volumen:

$$PE = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen testigo}}$$

2.3.3.2.2 Resistencia

- **Tracción**

El ensayo que más se utiliza con este fin es el denominado ensayo brasileño, el cual se practica comprimiendo una probeta cilíndrica de roca. Si se somete un cilindro de roca de longitud aproximadamente igual a su radio a una compresión diametral se rompe a lo largo de dicho diámetro como consecuencia de las tensiones de tracción que se generan en dirección perpendicular al mismo (ver Figura 14). Haciendo un estudio de la distribución de tensiones en un disco al que se aplica una carga diametral, se demuestra que, a lo largo del diámetro, excepto cerca de la periferia, se genera una tensión horizontal uniforme cuyo valor es: (Ramírez P. & Alejandro L. Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes 2004, p. 49).

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi Dt}$$

Donde:

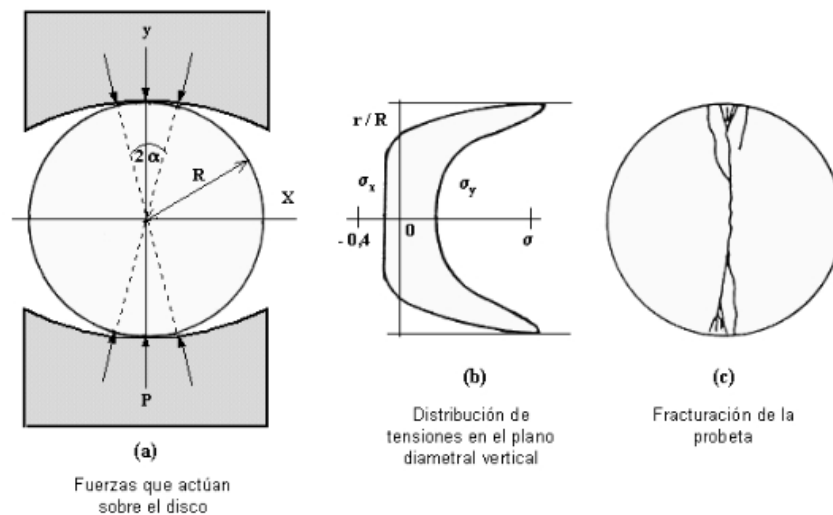
P: es la fuerza de compresión ejercida sobre el disco

D: es el diámetro del disco

t: es el espesor del disco, es decir, la altura del cilindro.

Figura N° 14

Ensayo indirecto de tracción (brasileño)



Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes, 2004.

• Compresión Simple

Deducir las propiedades mecánicas de las rocas sometidas a compresión a partir de las características de los cristales, partículas y material cementante que las componen y de las microfisuras y otras discontinuidades de mayor rango existentes en ellas, es prácticamente imposible. Por ello hay que recurrir a los ensayos de laboratorio para determinar dichas propiedades.

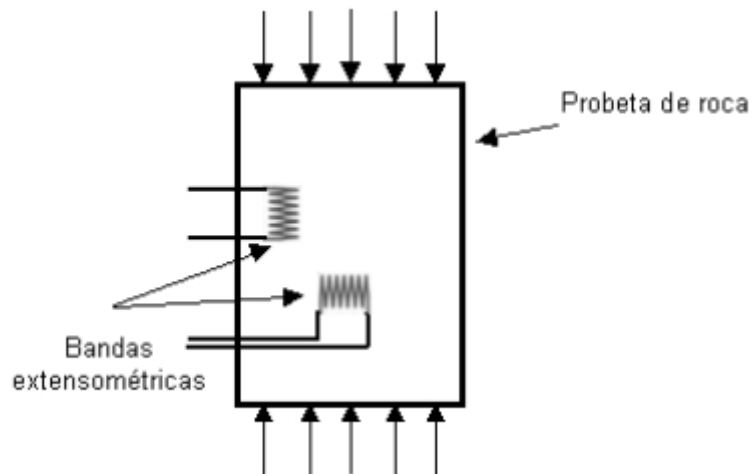
Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca de altura entre el doble y triple del diámetro. Normalmente estas

probetas se obtienen a partir de testigos de sondeos. También se pueden obtener muestras a partir de bloques de roca mediante una sonda, en el laboratorio; la extracción de estos bloques en la mina o en la obra se debe llevar a cabo sin voladuras, ya que éstas pueden generar en la roca nuevas microfisuras o aumentar las existentes, lo cual se traducirá en una pérdida de resistencia de las probetas que se obtengan de ellos. (Ver Figura 15).

Además de servir para determinar su resistencia, este ensayo puede proporcionar también las constantes elásticas de la roca, es decir, su módulo de Young y su coeficiente de Poisson. Averiguar la resistencia a compresión simple de una roca es importante por varios motivos: permite clasificar las rocas según su resistencia, es un parámetro importante en los criterios de rotura más utilizados (Mohr-Culomb y Hoek-Brown) y sirve para estimar la resistencia de los pilares en las exploraciones mineras. (Ramírez P. & Alejandro L. Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes 2004, p. 43).

Figura N° 15

Esquema del ensayo de compresión simple



Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes, 2004.

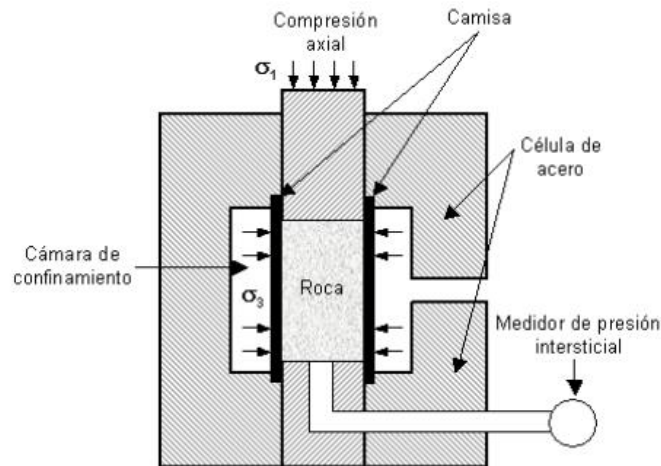
- **Compresión Triaxial**

Este ensayo es imprescindible para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentran con mayor frecuencia en las obras de ingeniería. Aunque por el nombre del ensayo se podría suponer que la roca se somete a tres tensiones principales distintas, en realidad no es así. Lo que se realiza normalmente es un ensayo biaxial en el cual las dos tensiones principales menores, es decir, $\bar{\sigma}_2$ y $\bar{\sigma}_3$, son iguales.

Este ensayo se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. La probeta se rodea de una camisa de goma y se coloca dentro de una célula en la que se puede introducir líquido a presión, normalmente aceite o agua. La camisa tiene por objeto impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión del líquido se transmita a la roca. La tensión axial principal, $\bar{\sigma}_1$, se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la célula. Habitualmente no se utilizan equipos de medición de presión de poro en este ensayo, ya que en la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas; dada la velocidad con que se aplica la tensión axial no hay tiempo, en general, para que la probeta drene completamente durante el ensayo, lo que puede producir un incremento de las presiones intersticiales (ver Figura 16). Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de la misma. (Ramírez P. & Alejandro L. Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes 2004, p. 48).

Figura N° 16

Esquema del ensayo de compresión triaxial



Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes, 2004.

Para llevar a cabo los ensayos triaxiales, además de la célula, es necesario, según se muestra en la Fig. 16, una prensa convencional y una bomba capaz de generar la presión de confinamiento y mantenerla constante durante la prueba.

En este ensayo es habitual aplicar en primer lugar la presión lateral de confinamiento, que se mantiene constante, y a continuación ir subiendo la presión axial hasta que se produce la rotura. Esta trayectoria de las tensiones no es, en la mayoría de los casos, la que tiene lugar en un macizo rocoso cuando se efectúa en él una excavación subterránea o a cielo abierto. Sin embargo, como demostraron Swanson y Brown (1971), en el dominio elástico la trayectoria de tensiones no influye en el resultado final, es decir, la resistencia de la roca sometida a un estado triaxial de tensiones es independiente del camino que hayan seguido éstas para llegar a la rotura. (Ramírez P. & Alejandro L. Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes 2004, p. 49).

El ensayo triaxial se ejecuta en muestras de rocas contenidas en una membrana de goma que se colocan dentro de una célula triaxial y se someten a una presión isotrópica (normalmente entre 5 y 60 Mpa) que se mantiene constante para todo el ensayo. A partir de las mediciones registradas durante el ensayo, se obtiene la siguiente información:

- Velocidad de tensión en función de la deformación axial y radial.
- Tensión máxima de rotura.
- Módulo de Young tangente y secante medido en la curva de tensión – deformación axial.
- Proporción entre la deformación radial y la deformación axial para obtener de coeficiente Poisson.
- Tensión máxima respecto a la presión de la célula (en los ensayos triaxiales) para definir la envolvente de rotura y las propiedades correspondientes (cohesión y fricción).

Otro importante parámetro investigado en los ensayos triaxiales son las características de permeabilidad de las rocas y el comportamiento de la roca cuando se ve sometida a una presión de agua elevada, especialmente para el estudio de cimentaciones de presas, y normalmente para túneles y cavidades subterráneas.

La resistencia al corte de un enrocado es quizás la propiedad física más importante que puede afectar la estabilidad de la desmontera. También es uno de los parámetros más difíciles de medir debido a la amplia gama de tamaños y formas de partículas, anisotropía que se desarrolla debido a segregación durante la colocación y cambios en la resistencia al corte que ocurren con el tiempo debido a la consolidación y degradación. A diferencia de algunos depósitos de suelo en los que se puede medir la resistencia al corte en el lugar utilizando equipo de prueba especial, no existen métodos confiables para medir directamente la resistencia al corte de los rellenos de roca en el lugar. Puede ser posible correlacionar empíricamente la resistencia al corte del relleno de roca en las tasas de penetración para ciertos tipos de equipos de

perforación (por ejemplo, el martillo Becker); sin embargo, los autores no conocen ningún dato publicado de estudios de tasa de penetración realizados en desmonteras.

El método más directo para obtener las propiedades de resistencia al corte de los materiales de relleno de roca es a través de grandes ensayos de corte directo o grandes ensayos triaxiales. Se encuentran disponibles comercialmente aparatos grandes de corte directo que puede analizar muestras de 300 mm de diámetro; los equipos triaxiales grandes todavía son relativamente poco comunes. (Mark Hawley & John Cuning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 96).

Tabla N° 1

Grandes dispositivos triaxiales

Laboratorio	Diámetro (mm)	País
Universidad de Cataluña	300	España
Geodelft	400	Países Bajos
Universidad de Karlsruhe	800	Alemania
Universidad de California	915	Estados Unidos
Universidad de Berkeley de Nantes	1000	Francia
Instituto de Ciencia y Tecnología de Missouri	420	Estados Unidos
Universidad de Nottingham	300	Reino Unido
Universidad de Chile	1000	Chile
Universidad de Ciencia y Tecnología	500	Noruega
Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil	300	Portugal
Centro de Investigación de Edificios y Viviendas	300	Irán
Ingeniería Montañas Nevadas	570	Australia

Nota. La Tabla 1 es un resumen de los principales dispositivos triaxiales grandes que se informa que se utilizan con fines de investigación en todo el mundo, y la Figura 17 muestra un ejemplo de equipo triaxial grande.

Figura N° 17

Gran equipo triaxial: Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (Portugal).



Fuente: Araújo y Correira (2011)

- **Resistencia al corte no lineal**

Leps (1970) publicó los resultados de las pruebas triaxiales de gran diámetro en 15 materiales de relleno de roca diferentes que representan un rango de distribución de tamaño de grano, resistencia y densidad de partículas. La gama de tensiones de confinamiento consideradas por Leps estableció un entendimiento clave de que la curva de resistencia al corte para el relleno de roca no es lineal, particularmente en tensiones de confinamiento bajas. Esta no linealidad debe tenerse en cuenta al seleccionar los parámetros de resistencia al corte adecuados para su uso en los análisis de estabilidad de desmonteras de mina.

Tabla N° 2*Resumen de los detalles de los materiales de relleno de roca presentados en la Fig. 18*

Nombre del relleno de rocas	Tipo de roca
El Infierno	Diorita
San Francisco	Basalto
El Infiernillo	Silicificado conglomerado
El Granero	Pizarra
Malpaso	Conglomerado
El Granero A (denso)	Pizarra
El Granero B (denso)	Pizarra
El Granero B (suelto)	Pizarra
Roca estéril fresca	Mezcla de pórfido y granodiorita
Roca estéril lixiviada	Granodiorita con algo de degradación por lixiviación
Roca estéril triturada	Granodiorita fresca
Presa de Oroville	Presa de Oroville - material anfíbolita
Presa piramidal	Presa piramidal material - argilita
Material triturado	Basalto
Venato	Arenisca
ER	Andesita erosionada
RL	Granodiorita con algo de degradación por lixiviación
M1	Granodiorita
M2	Pórfido

Fuente: Datos de Leps (1970)

Leps identificó una gama de envolturas de resistencia del material de relleno de roca en función de la densidad, gradación, forma y resistencia intacta de las partículas. Los materiales de alta densidad y bien clasificados con partículas angulares de alta resistencia intacta tenían envolturas de resistencia al cizallamiento más altas que los materiales compuestos de materiales de menor densidad, uniformes o clasificados por espacios con partículas redondeadas de menor resistencia intacta. La figura 18 muestra los resultados compilados por Leps junto con los datos de pruebas adicionales publicados hasta 2011.

Basado en el trabajo de Leps (1970), se desarrolló una función de resistencia al corte no lineal que depende de la tensión normal para suelos granulares gruesos (incluidos

los materiales de desmonte y las pilas). La investigación sobre una variedad de materiales de relleno de roca muestra que las constantes a y b dependen no solo de los parámetros intrínsecos de ellos bloques (por ejemplo, resistencia, angularidad, gradación), sino también de los parámetros de estado del material como la densidad. (Mark Hawley & John Cunning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 96).

$$\tau = a\sigma^{-b}$$

Donde:

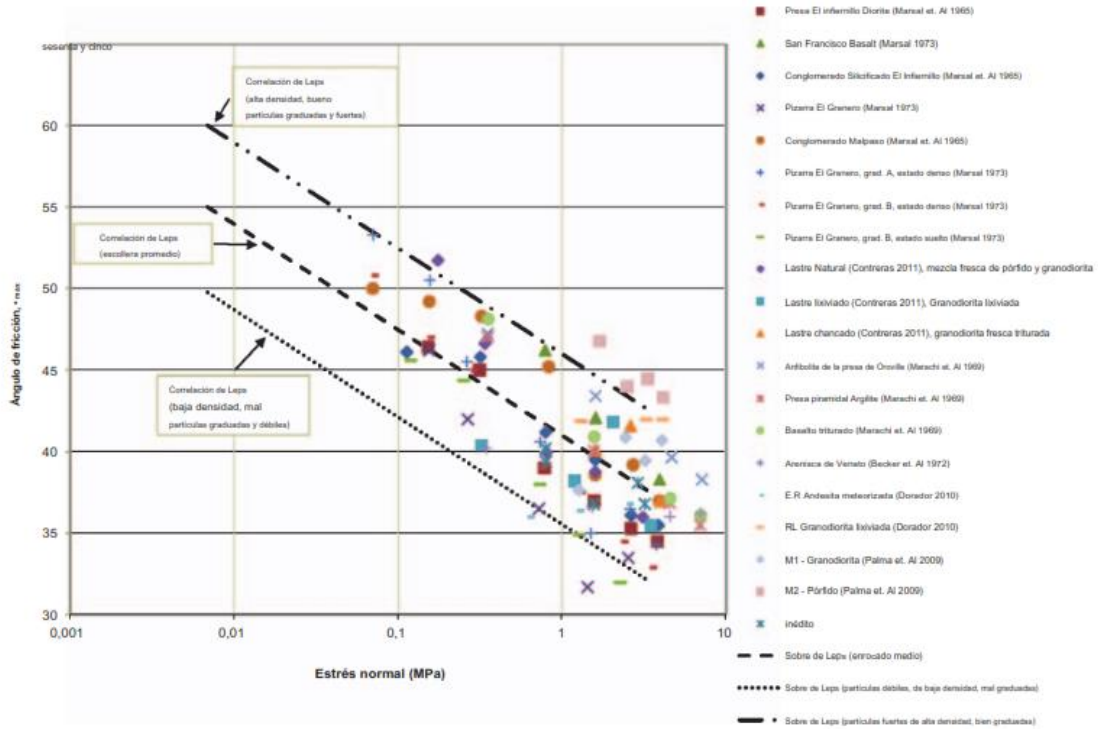
τ = resistencia al corte

σ = esfuerzo normal

a y b constantes

Figura N° 18

Resistencia al corte de enrocado a partir de grandes datos de prueba triaxiales de Leps (1970) y pruebas más recientes



Nota. La figura N° 18, reúne muchos ensayos triaxiales a gran diámetro del material granular, en donde se compara el esfuerzo normal vs. El ángulo de fricción

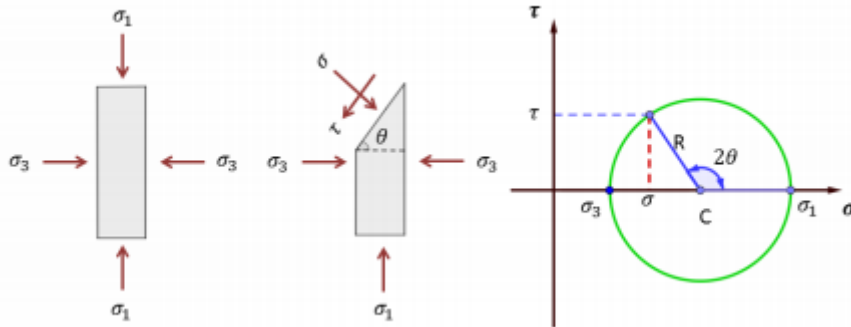
2.3.4 Teoría de Mohr Coulomb

2.3.4.1 Estados de tensiones en un punto

Considérese una masa de suelo sometido a fuerzas estáticas en tres direcciones, y con objeto de facilitar los cálculos asúmase que los esfuerzos en la dirección radial de la masa son iguales ($\sigma_x = \sigma_y$), es decir se tiene un estado de sollicitaciones en el material, como se muestra en la Figura 19.

Figura N° 19

Estado de tensiones en un plano y su representación usando el círculo de Mohr



Fuente: Romer O & Vaca L, 2018

Debido a las cargas impuestas en el material (Figura 19), en la masa del suelo, en un determinado plano se generan esfuerzos normales (σ) y tangenciales (τ).

El problema de obtener los esfuerzos tangenciales y normales para un determinado plano dentro de la masa de un material, fue resuelto por el Ingeniero Otto Mohr. La solución gráfica del problema es conocida como círculo de Mohr y es una de las herramientas más utilizadas en ingeniería de materiales. (Romer O & Vaca L. Revista de Arquitectura e Ingeniería 2018, Vol. 12).

2.3.4.2 Círculo de Mohr

Se utiliza para representar de forma gráfica el estado tensional de un punto. Cada punto del círculo de Mohr se corresponde con un plano dentro del cuerpo en estudio, además de corresponderse con las tensiones normales y tangenciales que se generan sobre dicho plano, este estado de tensiones se da como resultado de la aplicación de cargas externas al cuerpo como se aprecia en la Figura 20.

Se considera una masa de suelo sometido a esfuerzos como los que se muestra en la Figura 20, al realizar un corte de la masa y analizar las fuerzas que equilibran esa porción de la masa con las fuerzas externas se obtiene que:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta)$$

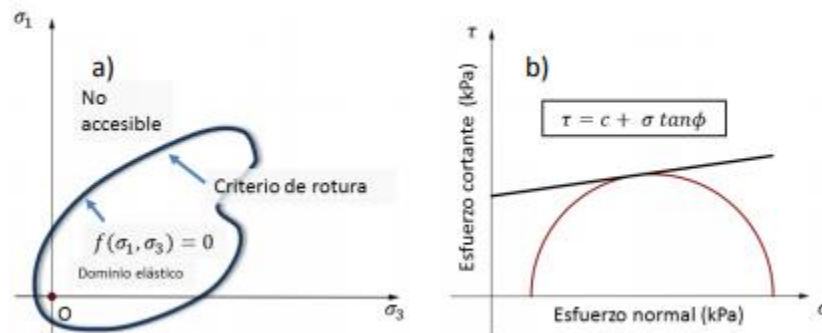
$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{sen}(2\theta)$$

2.3.4.3 Criterio de rotura o falla

La falla o rotura de un material se determina en términos de resistencia o deformaciones. Por lo general se suele hacer en términos de resistencia, para ello en un plano σ_3 y σ_1 (Esfuerzo principal menor – Esfuerzo principal mayor) se define una superficie f .

Figura N° 20

Representación del criterio de rotura a) en el plano $\sigma_3 - \sigma_1$ b) en el plano $\sigma - \tau$



Fuente: Romer O & Vaca L, 2018

Según la teoría de Mohr los materiales se rompen debido a una combinación entre esfuerzo cortante y normal. Aprovechando esta teoría, Coulomb propuso un criterio de rotura para los suelos que relacionan tensiones efectivas y normales actuando en cualquier plano del suelo. Esta relación se describe como. (Mendoza, J.2016, p. 16).

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \text{Tan}\phi'$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

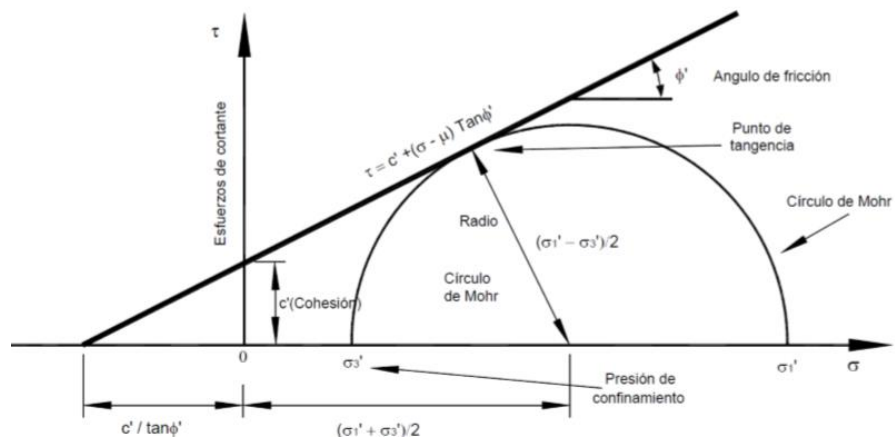
μ = Presión del agua intersticial o de poros

ϕ' =Angulo de fricción interna

A continuación (Figura 21), se representa el criterio de Mohr – Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Se puede apreciar que la ecuación de la superficie de rotura es la ecuación de la recta tangente a todos los círculos de falla.

Figura N° 21

Representación gráfica de la ecuación de Coulomb



Fuente: Suarez, 2009.

2.3.5 Parámetros de Resistencia

2.3.5.1 Ángulo de fricción

Es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física, El ángulo de fricción (ϕ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de material y densidad.
- Tamaño de los granos o partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
- Forma de los granos o partículas. ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas.
- En los suelos bien gradados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p. 76).

2.3.5.2 Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas.

En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina suelos friccionantes o “no cohesivos” ($C = 0$). En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión

“aparente” desaparece con la saturación disminuir (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p. 77).

2.3.5.3 Módulo de Young o módulo de elasticidad longitudinal

El módulo de Young es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, según la dirección en la que se aplica una fuerza. Es uno de los métodos más extendidos para conocer la elasticidad de un material.

Para un material elástico lineal e isótropo, el módulo de Young tiene el mismo valor para una tracción que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico, y es siempre mayor que cero: si se tracciona una barra, aumenta la longitud.

Tanto el módulo de Young como el límite elástico son distintos para los diversos materiales. El módulo de elasticidad es una constante elástica que, al igual que el límite elástico, puede encontrarse empíricamente mediante ensayo de tracción del material. Además de este módulo de elasticidad longitudinal, puede definirse el módulo de elasticidad transversal de un material.

La forma de calcular el módulo de Young es:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Siendo:

E = módulo de Young, en pascal.

σ = Tensión uniaxial o fuerza uniaxial por superficie de la unidad, en pascal.

ϵ = Deformación o deformación proporcional.

2.3.6 Análisis de estabilidad de taludes

Una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido. Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo (ver Figura 22). Si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla del

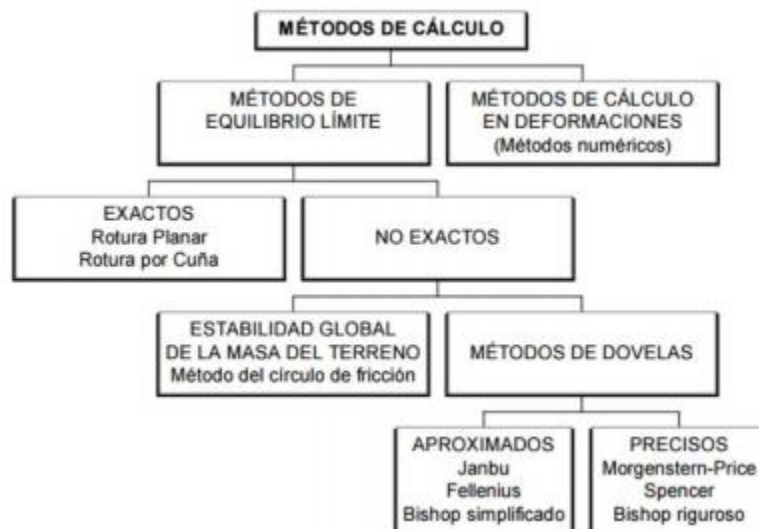
talud; es decir, la masa de suelo en la zona se deslizará hacia abajo. La fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura.

En muchos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de taludes naturales, taludes de excavaciones y de terraplenes compactados. Este proceso, llamado análisis de la estabilidad de taludes, implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo.

El análisis de la estabilidad de un talud no es tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante resulta una tarea formidable. La infiltración a través del talud y la selección de una superficie de deslizamiento potencial se agregan a la complejidad del problema. (Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, p. 339).

Figura N° 22

Métodos de cálculo de la estabilidad de taludes



Fuente: Jaime Suarez (2009).

2.3.6.1 Método de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite consisten en dividir la masa de terreno potencialmente inestable en rebanadas verticales (dovelas), entre mayor sea el número de tajadas, los resultados serán más precisos, calcular el equilibrio de cada una de ellas y analizar el equilibrio global, para obtener un Factor de Seguridad (FS). Una vez calculado el valor de FS para una determinada curva de rotura potencial (ver Figura 23), se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un valor mínimo de FS. Entre los diversos métodos que utilizan dovelas, hay diferencias, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las tajadas (Beneyto y Gutiérrez, 2011).

- **Método de las rebanadas**

La masa susceptible al deslizamiento se subdivide en un número conveniente de rebanadas. Si el número de rebanadas es igual a n , el problema presenta las siguientes incógnitas:

- n valores de las fuerzas normales N_i en la base de cada rebanada.
- n valores de las fuerzas de corte en la base de la rebanada T_i .
- $(n-1)$ fuerzas normales E_i en la conexión de las rebanadas.
- $(n-1)$ fuerzas tangenciales X_i en la conexión de las rebanadas.
- n valores de la coordenada del punto de aplicación de las E_i .
- $(n-1)$ valores de la coordenada del punto de aplicación de las X_i .
- Una incógnita constituida por el factor de seguridad F .

En total las incógnitas son $(6n-2)$.

Mientras las ecuaciones a disposición son:

- Ecuaciones de equilibrio de momentos n .
- Ecuaciones de equilibrio en la traslación vertical n .
- Ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal n .

- Ecuaciones del criterio de rotura n.

Total, número de ecuaciones $4n$.

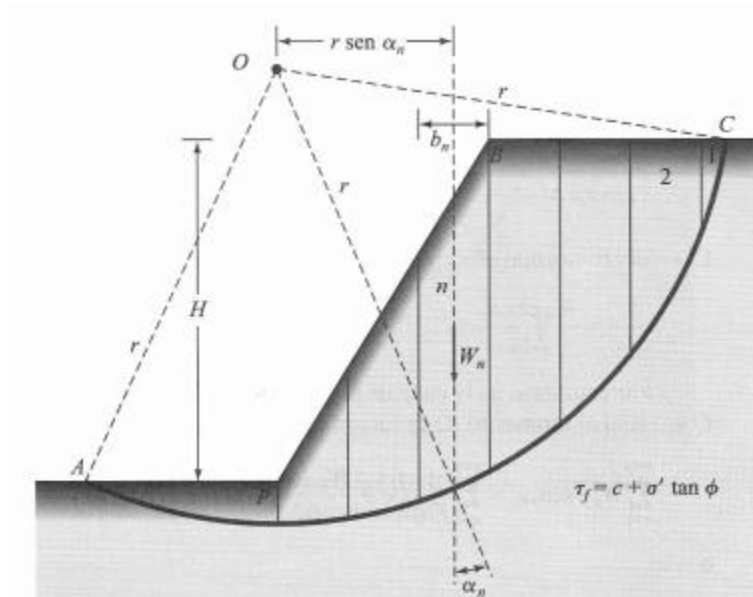
El problema es estáticamente indeterminado y el grado de indeterminación es igual a:

$$i = (6n - 2) - 4n = 2n - 2$$

El grado de indeterminación se reduce a $(n-2)$. Al asumir que N_i , se aplica en el punto medio de la franja, esto equivale a crear la hipótesis de que las tensiones normales totales están distribuidas uniformemente. Los diferentes métodos que se basan en la teoría del equilibrio límite se diferencian por el modo en que se eliminan las $(n-2)$ indeterminaciones. (Catanzariti F., 1969).

Figura N° 23

Análisis de estabilidad por el método ordinario de las dovelas



Fuente: Braja Das (p. 369).

2.3.6.1.1 Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos (ver Figura 24). El procedimiento de Spencer se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación. La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad (F) y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas (θ). Para resolver las ecuaciones F y θ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error. Una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p 156).

El método se basa en el supuesto de que:

- Las fuerzas de conexión a lo largo de las superficies de división de cada rebanada están orientadas paralelamente entre sí e inclinadas con respecto a la horizontal de un ángulo θ .
- Todos los momentos son nulos $M_i = 0, i = 1 \dots n$

Básicamente el método satisface todas las ecuaciones de la estática y equivale al método de Morgenstern y Price cuando la función $f(x) = 1$. Imponiendo el equilibrio de momentos respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento se tiene:

$$\sum Q_i \cdot R \cdot \cos(\alpha - \theta) = 0$$

Donde:

$$Q_i = 0$$

Fuerza de interacción entre las rebanadas.

R= radio del arco circular

θ = ángulo de inclinación de la fuerza Q_i respecto a la horizontal.

Imponiendo las fuerzas Q_i paralelas entre sí, se puede también escribir:

$$\sum Q_i = 0$$

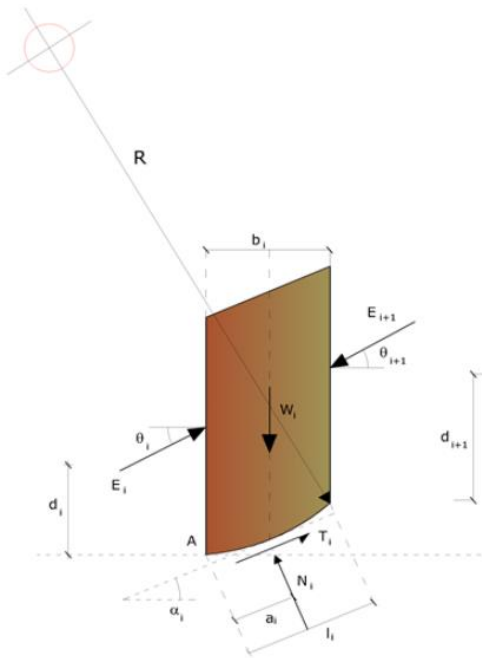
$$Q_i = \frac{\left\{ \frac{c}{F_s} \cdot (W \cdot \cos\alpha - \gamma_w \cdot h \cdot l \cdot \sec\alpha) \cdot \frac{\tan\alpha}{F_s - W \cdot \sin\alpha} \right\}}{\{\cos(\alpha - \theta) \cdot [F_s + \tan\varphi \cdot \tan(\alpha - \theta)] / F_s\}}$$

El método propone el cálculo de dos coeficientes de seguridad: el primero (F_{sm}) se obtiene de equilibrio de momentos, el segundo (F_{sf}) ligado al equilibrio de fuerzas. En práctica se procede resolviendo los dos coeficientes para un intervalo dado de valores del ángulo θ , considerando como valor único del coeficiente de seguridad aquel para el cual se obtiene:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Figura N° 24

Esquema estático – Método Spencer



Fuente: Spencer, E. 1967.

2.3.6.1.2 Método de Morgenstern y Price

El método de Morgenstern y Price asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas (Ver Figura 25). Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer. Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo. (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p 157).

Establece una relación entre los componentes de las fuerzas de interconexión de tipo $X = \lambda f(x)E$, donde λ es un factor de escala y $f(x)$, es la función de la posición de E y de X, que define una relación entre las variaciones de la fuerza X y de la fuerza E dentro la masa deslizante. La función $f(x)$ se escoge arbitrariamente (constante, sinusoidal, semisinusoidal, trapecio, fraccionada) e influye poco sobre el resultado, pero se debe verificar que los valores obtenidos de las incógnitas sean físicamente aceptables.

La particularidad del método es que la masa se subdivide en franjas infinitesimales, a las cuales se aplican las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical y de rotura en la base de las franjas. Se llega a una primera ecuación diferencial que une las fuerzas de conexión incógnitas E, X, el coeficiente de seguridad F_s , el peso de la franja infinitesimal Dw el resultado de las presiones neutras en la base Du .

Se obtiene la llamada “ecuación de las fuerzas”:

$$c' \cdot \sec^2\left(\frac{\alpha}{F_s}\right) + \operatorname{tg}\varphi' \left(\frac{dW}{dX} - \frac{dX}{dX} - \operatorname{tg}\alpha \frac{dE}{dX} - \operatorname{seca}\alpha \frac{dU}{dX} \right) = \frac{dE}{dX} - \operatorname{tg}\alpha \left(\frac{dX}{dX} - \frac{dW}{dx} \right)$$

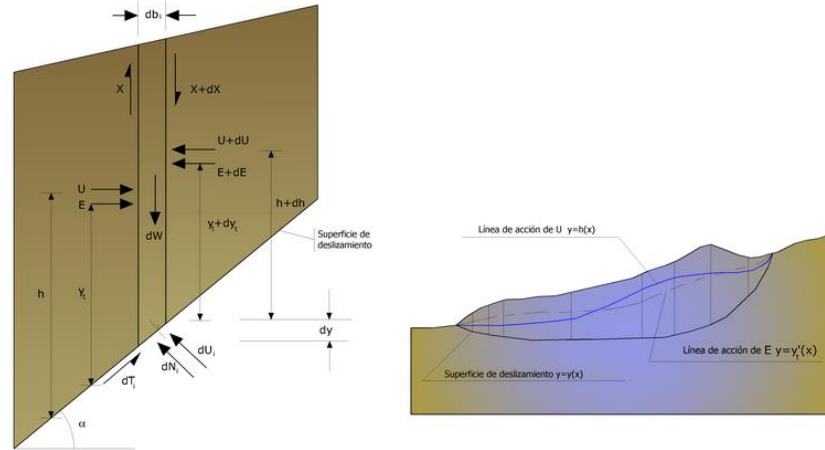
Una segunda ecuación, llamada “ecuación de los momentos”, se escribe imponiendo la condición de equilibrio a la rotación respecto a la base:

$$X = \frac{d(E_Y)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dX}$$

Estas dos ecuaciones se extienden por integración a toda la masa deslizante. El método de cálculo satisface todas las ecuaciones de equilibrio y se aplica a superficies de cualquier forma, pero implica necesariamente el uso de un ordenador. (Catanzariti F., 1969).

Figura N° 25

Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Morgenstern y Price y representación del conjunto



Fuente: Morgenster and Price, 1965.

2.3.6.2 Método de Elementos Finitos (M.E.F.)

El método de elementos finitos se aplica al cálculo de la estabilidad de taludes a partir de los años 60, mediante el uso de geometría compleja, de las propiedades tensionales y de la presión intersticial. (Ver Figura 26).

La idea básica de este método al análisis de estabilidad de taludes consiste en la modelización del perfil del talud en elementos pequeños dentro de los cuales la solución puede suponerse de forma conocida. Para cada elemento de la modelización se dispondrá de una serie de ecuaciones para describir las relaciones tensionales del material. Para ello, se podrán aplicar las teorías de elasticidad, plasticidad o ambas. Así, se supondrá que, dentro de un elemento, el desplazamiento lo de la siguiente expresión:

$$u * [N] * u_n$$

Donde:

[N] = Matriz de funciones. Fijadas a priori.

μ_n = Vector de una serie de puntos (nudos) del elemento.

Las tensiones se aplican al talud por medio del peso del material, de las cargas que aparezcan en el talud y por las presiones intersticiales.

Las deformaciones serán halladas utilizando las teorías adecuadas, teniendo en cuenta que las deformaciones de dos elementos adyacentes se considerarán iguales. La expresión del equilibrio global (relación entre fuerzas y tensiones) se realiza con un procedimiento indirecto, expresando que la energía total del sistema es mínima respecto a los parámetros indeterminados, μ_n :

$$[K] * u_n * Q$$

Donde:

[K] = Matriz rigidez.

Q = Vector de fuerzas nodales.

Para comenzar a solucionar el problema se puede suponer que el material se comporta de forma elástica y lineal, calculando el estado de tensiones y comparándolo con el de rotura, que podrá ser el de máxima tensión y, así, definir un factor de seguridad. Normalmente, se utilizará el criterio de rotura clásico de Mohr-Coulomb que definirá el factor de seguridad como:

$$F * \frac{F_1 \& F_3}{F_{1r} \& F_{3r}}$$

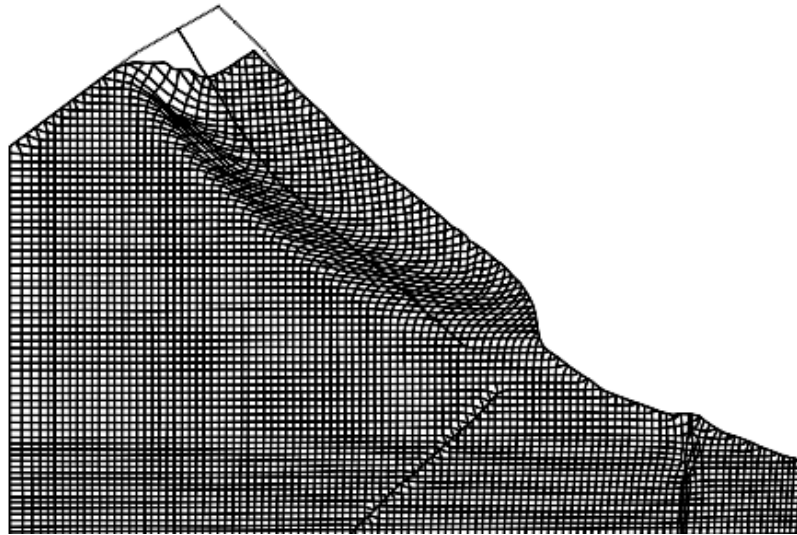
F_1, F_3 = Tensiones principales.

F_{1r}, F_{3r} = Tensiones principales de rotura.

Comparando los resultados de este método con los M.E.L. se llega a consecuencias similares, teniendo en cuenta la mayor complejidad de las técnicas del M.E.F., por lo que este método se suele aplicar a casos complejos de estabilidad donde se deseen conocer deformaciones. La principal ventaja de los métodos de elementos finitos es la posibilidad de calcular la estabilidad y el estado de tensiones previo al mismo tiempo, además de reproducir las heterogeneidades conocidas. Su principal inconveniente será su alto coste. (Junta de Andalucía. Guía para el diseño y construcción de escombreras, 2015, cap. 26, p 54).

Figura N° 26

Análisis de un talud utilizando el método de elementos finitos.

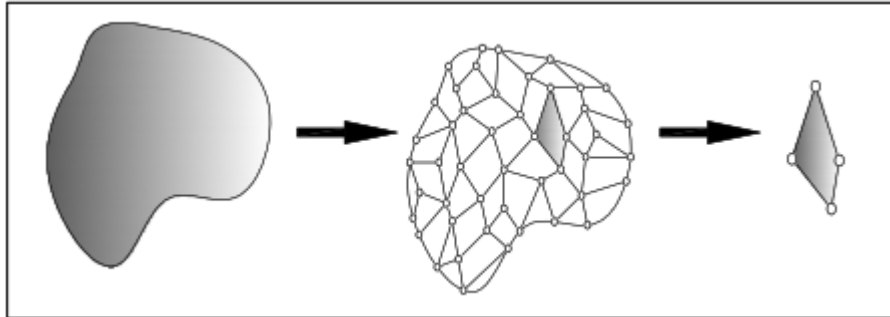


Fuente: Stead y otros, 2000

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. (ver Figura 27).

Figura N° 27

Esquema proceso de la discretización



Fuente: Díaz Y., López E., 2008

Las ecuaciones que norman el comportamiento del continuo regirán también a cada elemento.

De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no.

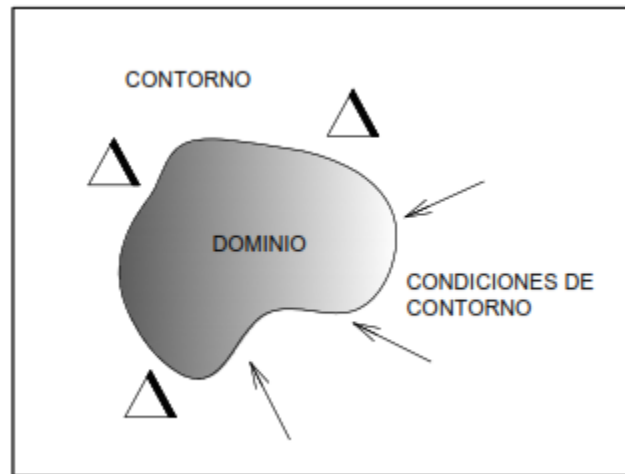
En cualquier sistema a analizar podemos distinguir entre:

- Dominio: espacio geométrico donde se va a analizar el sistema.
- Condiciones de contorno: variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema (cargas, desplazamiento, temperaturas, etc.).
- Incógnitas: variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema (desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.). (ver figura 28).

El método de los elementos finitos para solucionar el problema, supone el dominio discretizado en subdominios denominados elementos. (Díaz Y., López E., 2008).

Figura N° 28

Sistema a analizar



Fuente: Díaz Y., López E., 2008

2.3.6.3 Estudios Sísmicos

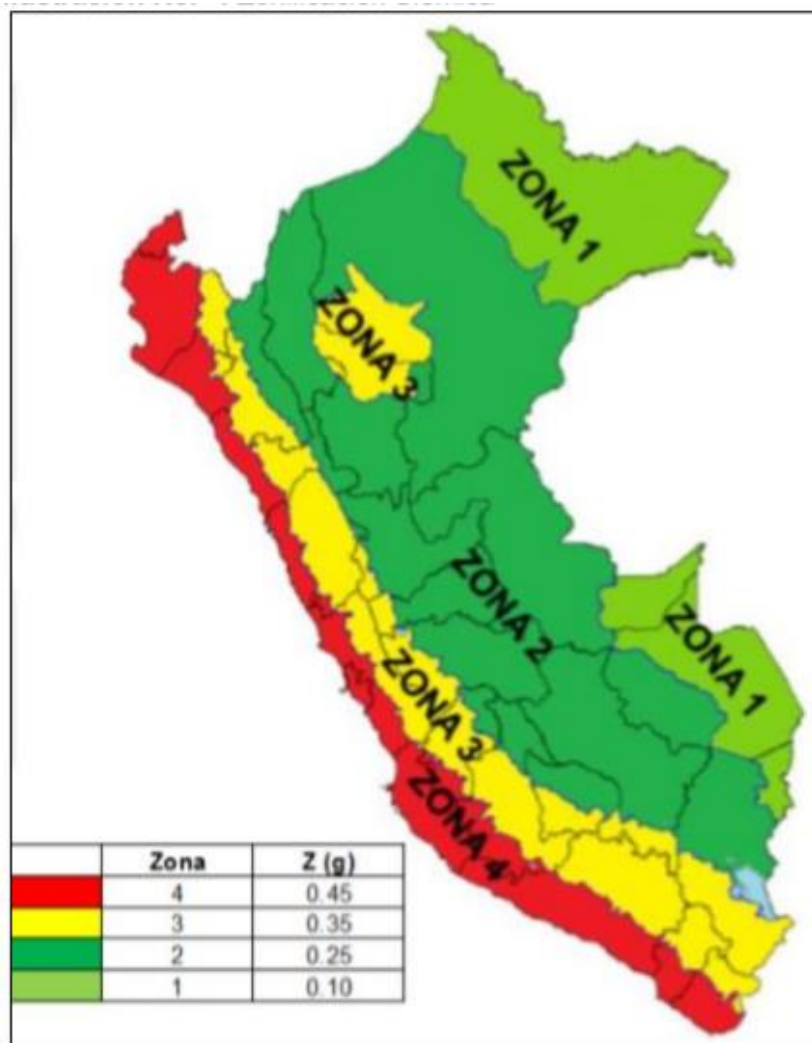
Los botaderos de desmonte se diseñan para permanecer operativas durante un cierto periodo o vida útil y son consideradas como una inversión. Por esta razón la construcción, operación y mantenimiento suelen recibir un elevado estándar de calidad por parte de los dueños de la operación, además de ser las estructuras más grandes construidas por el hombre, deben permanecer a perpetuidad. En general, el modelo de recurrencia establece el número relativo de terremotos diferentes niveles de magnitud. En la mayoría de los casos esta relación se especifica a través de la relación de Gutenberg-Richter, $\log N = a - bM$, donde N es el número promedio de sismos de magnitud mayor o igual a M , y a y b son constantes propias de la fuente considerada. (Chambers & Higman, 2011).

2.3.6.3.1 Zonificación Sísmica

En la norma peruana E.030 para el diseño sismo resistente describe cuatro (04) zonas valores de Z que oscilan entre (0.10-0.45) g, donde “g” es la aceleración de la gravedad. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones. (ver Figura 29).

Figura N° 29

Zonificación Sísmica



Nota. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016.

2.3.6.3.2 Periodo de Retorno

Para determinar el periodo de retorno se utiliza la siguiente fórmula.

La fórmula que relaciona la probabilidad de ocurrencia “p” durante un periodo de años “n” con el periodo de retorno “T”.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P)^{\frac{1}{n}}}$$

Un sismo con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, tiene 475 años de periodo de retorno: en efecto, al utilizar la primera fórmula, con $p=0.1$ y $n=50$, se obtiene $T=475$. El sismo así definido, es el que se utiliza en el Euro código.

En segundo lugar, con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 100 años, al introducir los valores $p=0.1$ y $n=100$, se obtiene $T=950$. Ese es el evento utilizado como sismo de Estado Límite Último en proyectos en California.

Similarmente, para un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 10 años, el periodo de retorno es de 95 años. El sismo así definido es el que se utiliza a veces para determinar la acción sísmica a considerar durante la construcción de puentes de gran importancia. (Vilca,2019).

2.3.7 Factores para la estabilidad de taludes

2.3.7.1 Nivel Freático

El nivel freático corresponde al nivel en el cual la presión en el agua de poros es igual a la presión atmosférica. Los niveles freáticos pueden tener gran espesor o estar colgados dentro de un manto permeable sobre un impermeable (ver Figura 30). Al ocurrir lluvias acumuladas importantes, los niveles freáticos ascienden generándose una presión de poros relativamente permanente. Al ascender el nivel freático, se puede presentar afloramiento de agua y erosión en los taludes (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p. 57).

Figura N° 30

Formación de niveles freáticos



Fuente: Suarez, 2009.

2.3.7.2 Presión de poros

El aumento en las presiones del agua, presente en los poros del suelo, reduce los esfuerzos efectivos entre las partículas y esto a su vez, disminuye la resistencia a la fricción en el suelo. Generalmente, el aumento de las presiones de poros está relacionado con la ocurrencia de lluvias. La presión de poros puede aumentar por la infiltración de agua y/o el ascenso del nivel de agua freática (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p. 58).

La presión de poros está definida como la presión que ejerce un fluido en los espacios porosos de la roca. También es llamado presión de formación o presión poral, está en función de los fluidos de formación y de las cargas que están soportando.

La presión de poros está clasificada por dos categorías:

- Presión normal: es la presión hidrostática de una columna de fluido de la formación que se extiende desde la superficie hasta una profundidad dada.
- Presión anormal: es definida como la presión mayor o menor a la presión de poros hidrostática, las causas de estas presiones anormales están relacionadas a diferentes eventos geológicos, geoquímicos y mecánicos.

2.3.7.3 Erosión Superficial

La erosión es el desprendimiento, transporte y depósito de partículas o masas pequeñas de suelo o roca, por la acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua. El flujo puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas. Las gotas de lluvia contribuyen al desprendimiento de las partículas o granos, lo cual produce sedimentación de materiales en el pie del talud (Suarez, J. Análisis Geotécnico 2009, ed. 2, p. 61).

2.3.7.3.1 Factor de Seguridad

Una definición del factor de seguridad contra la falla de un talud, es la del valor resultante de dividir la resistencia al corte disponible del suelo, a lo largo de una superficie crítica de deslizamiento, por la resistencia al corte requerido para mantener el equilibrio (Bishop, 1955).

Se define el factor de seguridad (F_s), como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente, mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles.

La expresión del factor de seguridad viene dada por la expresión:

$$F_s = \frac{\int \tau_R \cdot ds}{\int \tau \cdot ds}$$

Donde:

T_R – es la resistencia al corte máximo que se puede movilizar a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento.

τ – es la resistencia al corte movilizado a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento.

ds – es la diferencial de longitud de la superficie de deslizamiento.

Definir el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte es lógico porque la resistencia al corte es la que realmente condiciona el resultado y a su vez tiene el mayor grado de incertidumbre (Melentijavic, 2005).

En general el factor de seguridad se define como:

$$Fs = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{\text{Resistencia al corte del suelo}}{\text{Resistencia al corte movilizado}}$$

Tabla N° 3

Coefficientes de seguridad a emplear en el análisis de estabilidad de taludes

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

La estabilidad se define cuando los valores de seguridad son mayores a los mostrados en el siguiente cuadro:

Tabla N° 4*Criterios de aceptación de estabilidad sugeridos*

Consecuencia ¹	Confianza ²	Análisis Estático	Análisis Pseudoestático
		Mínimo FoS	Mínimo FoS
Bajo	Bajo	1.3–1.4	1.05–1.1
	Moderado	1.2–1.3	1.0–1.05
	Alto	1.1–1.2	1.00
Moderado	Bajo	1.4–1.5	1.1–1.15
	Moderado	1.3–1.4	1.05–1.1
	Alto	1.2–1.3	1.0–1.05
Alto	Bajo	≥1.5	1.15
	Moderado	1.4–1.5	1.1–1.15
	Alto	1.3–1.4	1.05–1.1

Nota.

1. Consecuencia

Bajo: Botaderos y acopios de desechos bajos con pendientes de relleno totales de menos de 25 ° y menos de 100 m de altura y pendientes de ángulo de reposo de menos de 50 m de altura. Sin infraestructura crítica o acceso sin restricciones dentro de una posible sombra de desviación. Potencial limitado de impacto ambiental. Exposición a largo plazo (más de 5 años) para sitios sujetos a muy baja a baja (menos de 350 mm) precipitación anual; exposición a mediano plazo (1 a 5 años) para sitios sujetos a precipitaciones anuales moderadas (350 a 1000 mm); a corto plazo (menos de 1 año) exposición para sitios sujetos a precipitaciones anuales elevadas (1000-2000 mm); construcción / operación en estación seca solo para sitios sujetos a muy altas (más de 2000 mm) anuales precipitación o temporada (s) de lluvias intensas.

Moderado: vertederos de desechos con pendientes de relleno totales de menos de 30 ° y menos de 250 m de altura o pendientes de ángulo de reposo de menos de 100 m de altura. Sin infraestructura crítica o acceso irrestricto o medidas sólidas de contención / mitigación para proteger la infraestructura crítica y el acceso dentro de una posible sombra de desviación. Potencial de moderado impacto ambiental, pero manejable. Exposición a largo plazo (más de 5 años) para sitios sujetos a precipitaciones anuales moderadas (350–1000 mm); término medio

(1 a 5 años) de exposición para sitios sujetos a altas precipitaciones anuales (1000 a 2000 mm); exposición a corto plazo (menos de 1 año) para sitios sujetos a niveles muy altos (más de 2000 mm) de precipitación anual o estación (es) de lluvias intensas.

Alto: Vertederos altos con pendientes de relleno totales de más de 30 ° y más de 250 m de altura, o con pendientes de ángulo de reposo de más de 200 m de altura. Infraestructura crítica o acceso irrestricto dentro de la sombra potencial de desviación con medidas limitadas de mitigación / contención de la desviación. Potencial de alto impacto ambiental que sería difícil de gestionar. Exposición a largo plazo (más de 5 años) para sitios sujetos a altas precipitaciones anuales (1000–2000 mm); exposición a medio plazo (1 a 5 años) para sitios sujetos a precipitación anual alta (más de 2000 m) o estación (es) de lluvias intensas.

2. Confianza

Baja: Limitada en las condiciones de la cimentación, propiedades del material de desecho, presiones piezométricas, técnica de análisis o mecanismo (s) de inestabilidad potencial. Poco definido o parámetros de entrada optimistas; alta variabilidad de datos. Para las estructuras propuestas, investigaciones a nivel conceptual con datos de apoyo limitados. Para estructuras existentes, construcción y antecedentes operativos mal documentados o desconocidos; falta de registros de seguimiento; Desempeño histórico desconocido o pobre.

Moderada: confianza moderada en las condiciones de la cimentación, las propiedades del material de desecho, las presiones piezométricas, la técnica de análisis o los posibles mecanismos de falla. Entrada parámetros adecuadamente definidos; variabilidad de datos moderada. Para estructuras propuestas, investigaciones a nivel de estudio de prefactibilidad con datos de respaldo adecuados. Por estructuras existentes, documentación de construcción razonablemente completa y registros de monitoreo; desempeño histórico razonable.

Alto - alto nivel de confianza en las condiciones de los cimientos, propiedades del material de desecho, presiones piezométricas, técnica de análisis y mecanismo (s) de inestabilidad. Bien definido, parámetros de entrada conservadores; baja variabilidad de datos. Para las estructuras propuestas, investigaciones a nivel de estudios de viabilidad con datos completos de respaldo. Por existir estructuras, registros de construcción y monitoreo bien documentados y buen desempeño histórico.

2.3.8 Programas a utilizar

2.3.8.1 SLIDE V. 6.0

Actualmente, existe una inmensidad de herramientas computacionales para el análisis de estabilidad de taludes. En esta oportunidad se optó el software SLIDE versión 6.0 distribuido por la empresa Rocscience. El programa calcula los factores de seguridad para distintas geometrías, dibujadas por el propio usuario o importadas desde algún programa de dibujo. Se pueden analizar tanto suelos como rocas, por ello, el software incluye los criterios de rotura. Por otro lado, incorpora las funciones de anisotropía y otras variaciones

como condiciones de sobrecarga, estructuras de contención, suelo grampeado y geotextiles. Por otro lado, se puede seleccionar entre diversos métodos de análisis, tales como: Fellenius, Bishop simplificado, Janbú generalizado y corregido, Spencer, Morgentern-Price, entre otros. Además, se pueden realizar análisis estadísticos de sensibilidad y probabilísticos. Slide tiene 2 subprogramas: Slide Compute y el Slide Interpret. El primero se utiliza para calcular el factor de seguridad una vez que se ingresaron todos los datos de entrada. Mientras que el segundo permite identificar la superficie de falla crítica y el centro de giro Manual Slide. (Mendoza, 2016).

2.3.8.2 PLAXIS 2D

Es un programa computacional que utiliza el método numérico de elementos finitos, para el cálculo de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos de distintas naturalezas. Las situaciones modelables corresponden específicamente para la realización de análisis de deformación plana o con simetría axial. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

PLAXIS 2D funciona mediante el método de elementos finitos, técnica que consiste en subdividir la estructura a diseñar en un número reducido de elementos de geometría regular manejables que mantienen las propiedades de la estructura general y al trabajar de manera conjunta estos elementos, se predice el comportamiento de la estructura general.

2.4 Definición de términos básicos

- **Taludes:** Se designa talud a cualquier superficie inclinada, de un macizo rocoso o suelo, que establezca un ángulo con el plano horizontal.
- **Estabilidad de talud:** La estabilidad de taludes estudia la seguridad de un fragmento de tierra o macizo rocoso contra el movimiento o la falla de este, el cual trabaja principalmente con criterios de estabilidad.

- **Depósito de desmonte de mina:** El desmonte de mina o mineral de baja ley, es el material removido por medio de voladura, tajos o excavaciones subterráneas, los cuales son acopiados en una zona determinada.
- **Caracterización Geotécnica:** Consiste en la caracterización de los mecanismos geotécnicos en la zona de estudio como también la determinación del nivel de cimentación para la colocación de las estructuras.
- **Análisis Pseudoestático:** Se analiza todos los elementos analizados en el talud, una fuerza horizontal correspondiente a un coeficiente K multiplicado por el peso del elemento.

2.5 Hipótesis

2.5.1 Hipótesis General

Con la aplicación del diseño del hincado de rocas se logrará un mejoramiento del suelo en la desmontera de mina Excélsior-Cerro de Pasco con un óptimo comportamiento y resistencia.

2.5.2 Hipótesis Específicas

- a) El factor de seguridad mejorará con el diseño del hincado de rocas para la estabilidad del talud de la desmontera Excélsior.
- b) Las deformaciones serán mínimas con el diseño del hincado de rocas en la desmontera de mina Excélsior.
- c) La caracterización geotécnica ayudará a determinar la estabilidad del talud en la desmontera de mina Excélsior.
- d) El método por elementos finitos describirá mejor el comportamiento del talud de la desmontera de mina Excélsior.

2.5.3 Variables

2.5.3.1 Relación entre variables

- Variable Independiente: Hincado de rocas.
- Variable dependiente: Suelo en la desmontera de mina Excélsior.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Tipo y método de investigación

3.1.1 Tipo de diseño de investigación

Manuel Borja S. (2012) menciona que, la investigación transversal describe el fenómeno de estudio en un momento determinado del tiempo, no le interesa la evolución del fenómeno.

Por lo tanto, esta investigación será aplicada no experimental con diseño Transversal, ya que se pretende analizar diversos métodos, en un tiempo determinado.

3.1.2 Método de investigación

Daniel Cauas (2015) menciona que, la investigación cuantitativa, es aquella que utiliza preferentemente información cuantitativa o cuantificable (medible). Algunos ejemplos de investigaciones cuantitativas son: diseños experimentales, diseños cuasi – experimentales, investigaciones basadas en la encuesta social, entre otras; siendo uno de las más usadas la encuesta social.

Por lo tanto, este enfoque es cuantitativo con alcance descriptivo, ya que se utiliza valores numéricos y mediciones que, mediante un proceso, se convierten en datos para efectuar una conclusión.

3.2 Población de estudio

Tamayo, M. (2012) señala que, la población es la totalidad de un fenómeno de estudio, incluye la totalidad de unidades de análisis que integran dicho fenómeno y que debe cuantificarse para un determinado estudio integrando un conjunto “N” de entidades que participan de una determinada característica, y se le denomina la población por constituir la totalidad del fenómeno adscrito a una investigación.

Por lo tanto, la población que conforma la presente investigación abarca 50 millones de toneladas en un área aproximada de 69 Ha, de la desmontera de mina Excélsior – Cerro de Pasco.

3.3 Diseño muestral

Naresh K. Malhorta (2004) menciona que, la muestra es no probabilística por conveniencia, la cual consiste en obtener una muestra de elementos a conveniencia, donde la selección se deja al entrevistador y/o investigador, para que el contexto pueda ser seleccionado porque se encuentra en el momento y tiempo adecuado.

Por lo tanto, la muestra fue conformada por la progresiva 0+0.00 al 1+260.00 Km de la desmontera de mina Excélsior, analizando tres (3) secciones, las más críticas de dicha progresiva con el fin de analizar su estabilidad del talud con los distintos métodos ya mencionados.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Se contará con la información técnica previa del proyecto Plan de Cierre del depósito de mina Excélsior-Cerro de Pasco (2018) brindada por la Entidad Activos Mineros S.A.C. Esta información técnica comprende: Estudios de suelos, Memoria descriptiva, especificaciones técnicas, resumen de metrados y planos de las secciones de la desmontera de mina Excélsior.

3.5 Procedimientos para la recolección de datos

Con la recolección de datos obtenidos in situ como el estudio topográfico, sondajes, ensayos de suelos en campo y en laboratorio obtenidos de la toma de muestras, estudios geológicos y geotécnicos que fueron proporcionados por la entidad Activos Mineros S.A.C, se realizó los análisis de estabilidad de taludes con y sin el reforzamiento del hincado de rocas.

La validez y confiabilidad de los instrumentos requeridos para la presente investigación son datos reales procesados por laboratorios especializados en ensayos geotécnicos.

3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de Datos

Entrada: Al obtener los datos geotécnicos y las secciones en el Civil 3D, estos serán introducidos en los softwares de análisis de estabilidad de taludes como: SLIDE V. 6.0 y PLAXIS 2D.

Proceso: Luego de la introducción de datos en los softwares ya mencionados, se analiza en tres secciones del muestreo, el factor de seguridad con varios métodos, con y sin reforzamiento del hincado de rocas.

Salida: Al obtener los resultados, se hace la comparación de varios resultados de factor de seguridad en los dos softwares para los los distintos métodos.

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL PROYECTO

4.1 Ubicación

La ubicación del proyecto se encuentra ubicado en la Localidad de AAHH de Champamarca, a 1.2 Km al Suroeste de la ciudad de Cerro de Pasco, Distrito de Simón Bolívar, Provincia de Cerro de Pasco y Región Pasco. Se ubica a una distancia aproximada de 130 Km al norte de La Oroya a 310 Km de Lima, a una altitud de 4266 m.s.n.m. El depósito se localiza inmediatamente aguas abajo, de las operaciones de Volcan Cía Minera S.A.A., contiguo y aguas arriba de la Relavera Quiulacocha y anexo a la Comunidad Urbana de Champamarca.

El acceso desde la ciudad de Lima es a la altura del Km. 296 + 200 de la Carretera Central en un desvío de aproximadamente 6 Km en la dirección norte. Latitud, 8 820 000 N y longitud, 362 000 E. Altitud 4 340 m.s.n.m.

Tabla N° 5

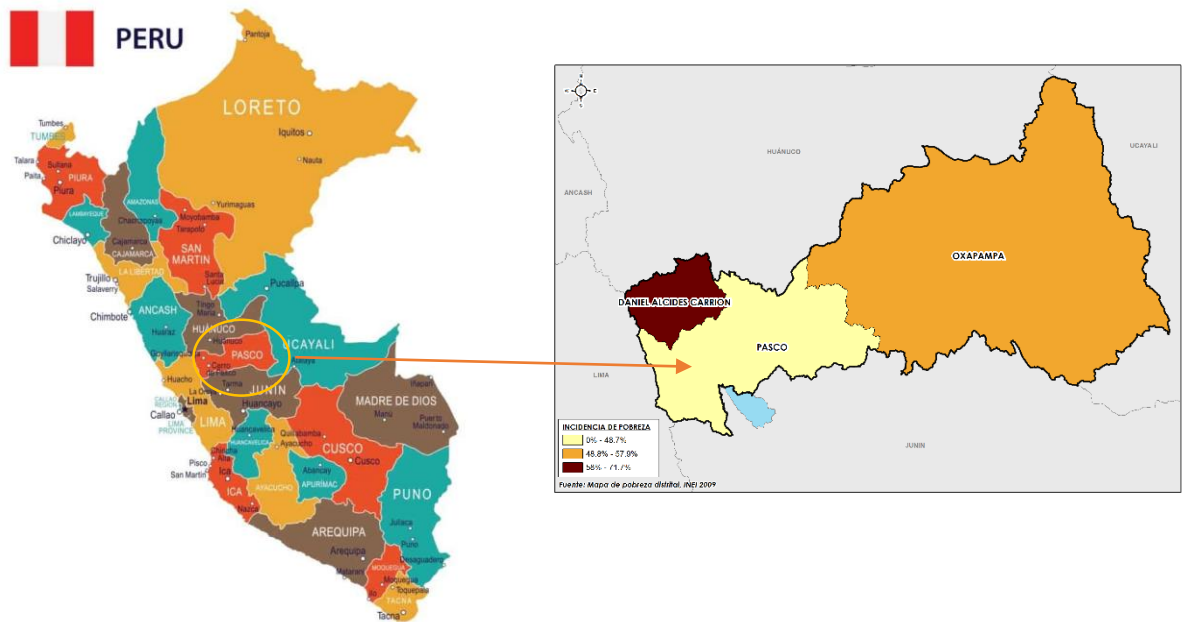
Distancias y tiempos estimados

De	A	Km	Tiempo
Lima	Ticlio	131	3h
Lima	La Oroya	172	4h
Lima	Cerro de Pasco	310	6h

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 31

Ubicación del Proyecto



Fuente: Internet -Mundo Minero

4.2 Tipo de desmontera

De acuerdo a la Figura N° 03 de nuestra investigación, la desmontera de mina de nuestro proyecto es de tipo permanente Mixed fills (rellenos mixtos) se componen de una mezcla de materiales de rellenos de roca y tierra. (Mark Hawley & John Cunning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 7).

También se pueden caracterizar las desmonteras de mina sobre la configuración general y su topografía.

De acuerdo a la Figura N° 04 de nuestra investigación, la desmontera de mina de nuestro proyecto se caracteriza por ser Heaped Fill (relleno colmado). Los rellenos colmados son fundados en un terreno relativamente plano o suavemente inclinado con relleno pendientes en todos los lados. Los rellenos colmados generalmente se construyen de abajo hacia arriba en ascensores. (Mark Hawley & John Cunning. Guidelines for mine waste dump and stockpile design 2017, ed. 1, p. 9).

4.3 Descripción de la zona del proyecto

Fisiográficamente el área de estudio presenta rasgos morfológicos que son el resultado de una larga evolución originada por factores tectónicos y erosionales, que han modelado el paisaje hasta su estado actual. Se han identificado tres grandes paisajes: gran paisaje planicie, gran paisaje colina y el gran paisaje antropogénico.

4.3.1 Topografía

El depósito Excélsior viene a ser un lugar de disposición de desmontes y minerales el cual posee un área de 69 Ha. En la margen izquierda del depósito se ubica el poblado de Champamarca, también se aprecia en el pie de este depósito un canal de concreto de forma rectangular, el cual se encuentra tapado en su totalidad hasta pasar el poblado de dicha localidad de Champamarca.

En la parte superior del depósito se ubica un acceso que va hacia el Tajo; en la parte inferior se ubica un acceso que se separa a la relavera del depósito, en la margen derecha del depósito se ubica la planta de Lixiviación de cobre, también se ubica el pique Excélsior

además del camino existente que va a la Planta Concentradora Paragsha de Volcan. En la parte alta se ubican accesos que llegan a cada una de las plataformas del depósito, el talud en este depósito es uniforme en su totalidad. (Expediente técnico del proyecto “Plan de Cierre de la Desmontera de mina Excélsior”).

4.3.2 Geología Local

4.3.2.1 Geomorfología y Morfología

Morfológicamente el depósito de desmontes Excélsior es una meseta, presentando taludes estables y una superficie plana en la parte superior, geomorfológicamente podría decirse que se trata de una colina. En los alrededores del área se observa altiplanicies, laderas, colinas, vertientes convexas, quebradas y conos de deyección.

4.3.2.2 Litoestratigrafía y Depósitos Cuaternarios

La litoestratigrafía y los depósitos cuaternarios presentes a nivel local son descritos en los párrafos siguientes:

- *Grupo Excélsior (SD-e)*

Esta formación está compuesta por lutitas pizarrosas, filitas negruzcas y areniscas esquistosas. Esta secuencia presenta los efectos de un metamorfismo regional, conteniendo numerosos lentes de cuarzo.

- *Formación Casapalca (KP-ca)*

Esta formación se constituye de lutitas, limolitas, areniscas de colores rojo ladrillo. En su base presenta niveles de conglomerados con clastos de calizas, areniscas rojas, intrusivas y esquistos subangulares; hacia el tope se observa predominancia de calizas blanquecinas con intercalaciones de areniscas conglomerádicas rojizas (ver Figura 32).

Figura N° 32

Afloramiento de arenisca de la formación Casapalca, al lado oeste de los depósitos Excélsior



Fuente: Internet-Mundo Minero

En el área se presentan algunos afloramientos en el lado oeste del depósito de desmontes, los cuales se encuentran cubiertos en varias zonas por depósitos eluviales, provenientes de la meteorización de las rocas de esta formación.

- *Depósitos Eluviales (Q-el)*

Estos depósitos Cuaternarios, llamados también In Situ. Se originan por la meteorización de las rocas, en este caso, estos depósitos principalmente se forman a partir de la meteorización de las rocas ígneas y clásticas presentes en el área de estudio.

- *Depósitos Proluviales (Q-pr)*

Estos depósitos se encuentran en los conos de deyección de quebradas, se componen de fragmentos del tamaño de cantos, bloques subangulosos en matriz de limos arenosos con gravas; color marrón rojizo. Espesor 5 a 10 metros.

- *Depósitos Deluviales (Q-de)*

Estos depósitos se encuentran en las quebradas, se constituyen de material de escombros constituidos por bloques de gravas, guijarros con clastos subangulosos y matriz areno-limosa.

- *Depósito Antropogénicos (Q-an)*

Estos depósitos Cuaternarios están formados por acción del hombre (ver Figura 33) como es el caso del depósito de desmontes Excélsior propiamente dicho (Q-an-ex). En el área se reconocen depósitos In Situ (Q-an-in) y depósitos antrópicos transportados (W-an-tr).

Figura N° 33

Depósito Antropogénico Transportado al lado Oeste



Fuente: Internet-Mundo Minero

4.3.3 Clima y meteorología

La zona de estudio se encuentra en una meseta alto andina de los andes centrales, su clima se caracteriza por ser frío y seco. Presenta dos estaciones bien marcadas: una estación seca entre los meses de mayo a setiembre y una estación lluviosa entre octubre y abril.

Para un diagnóstico detallado de las condiciones meteorológicas reinantes en la zona de estudio, así como para analizar su comportamiento con las variaciones geográficas, es necesario contar de antemano con las estaciones de medición de estos parámetros climatológicos. Por esta razón, a efectos de la caracterización climática, se ha tomado los registros de la estación meteorológica más cercana al área de estudio, tomando en cuenta su relación y similitud en cuanto a altitud, latitud y tipo de desarrollo vegetativo. Los registros históricos se presentan en la tabla 6.

Tabla N° 6

Localización y periodo de registro de las estaciones meteorológicas

Estación	Localización (*)	Altitud m.sn.m.	Periodo de Registro	Parámetros
Cerro de Pasco	Geográfica: Latitud: 10°41' S UTM (m): 8 818757 N 363 291 E	4260	1993-2010	- Temperatura media mensual
			1993-2008	- Temperatura mínima mensual
			1993-2008	- Temperatura máxima mensual
			1975-2010	- Precipitación máxima en 24 horas
			1975-2010	- Temperatura total mensual
			2001-2010	- Humedad relativa media mensual
			1955-1964	- Evaporación media mensual
			2001-2010	- Dirección predominante y velocidad media del viento a las 7:00, 13:00 y 19: 00 horas

Nota. La Fuente es de SENAMHI () DATUM: WGS-84, Zona 18 S.*

4.3.3.1 Clima

Para la clasificación del clima se ha empleado la metodología descrita por el Dr. Warren Thornthwait con la estación meteorológica representativa.

De acuerdo a clasificación de Thornthwait, en el área de estudio analizando existe un clima bien definido:

El cual comprende desde los 4000 hasta los 4500 m.s.n.m. y se caracteriza por un clima lluvioso – semifrío, con otoño e invierno secos, cuya escala de valores de acuerdo a los cuadros de Jerarquía de Humedad y Temperatura es $i= 103.15$ e $i'= 28.27$. Se clasifican como clima B(o,i)D'. Este clima tiene una distribución de lluvias durante casi todo el año con un promedio anual de 928.1 mm, descargando aproximadamente el 80 % de la precipitación total anual durante los meses de octubre a abril y el resto durante el periodo de mayo a setiembre.

4.3.3.2 Meteorología

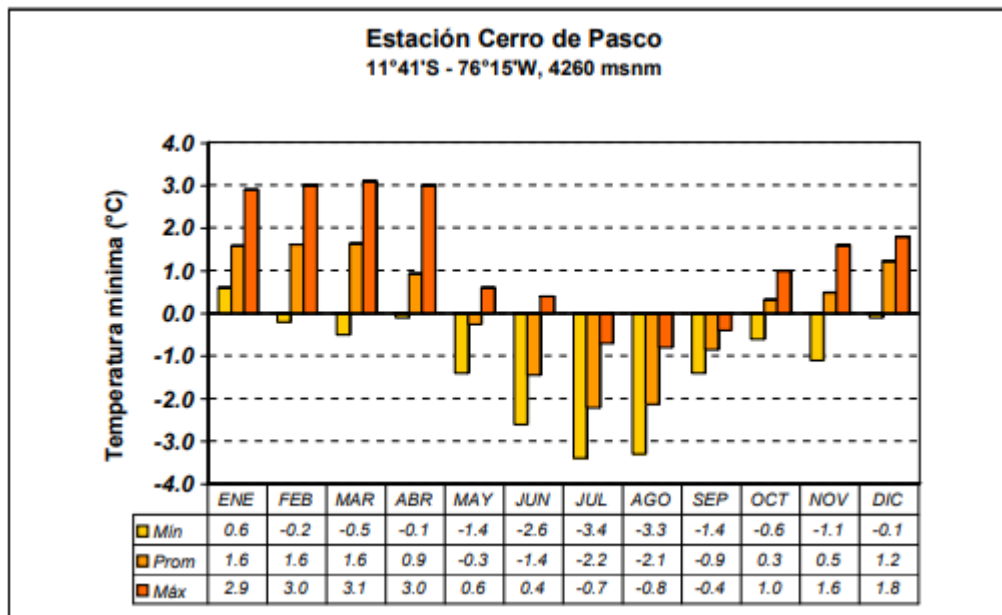
A. Temperatura

Así se tiene que régimen de temperatura de la zona muestra un típico patrón anual de variación que corresponde a su latitud geográfica tropical, es decir que las mayores temperaturas corresponden a los meses de verano, bajas en otoño e invierno y medianas en primavera.

Las temperaturas mínimas se presentan entre los meses de mayo a setiembre siendo la variación de -1.4 °C a -3.4 °C siendo el mes más frío en julio. La variación de este parámetro se aprecia en la Figura 34.

Figura N° 34

Temperaturas mínimas mensuales (1993-2008)

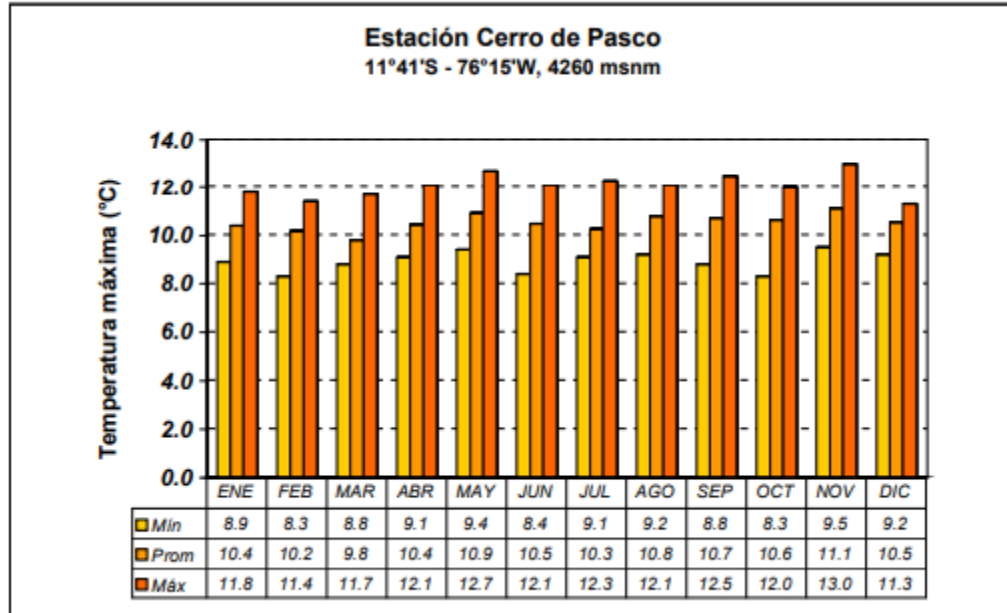


Nota. Información de SENAMHI

Por otro lado, las temperaturas máximas varían en promedio de 11.3 °C a 13.0 °C, siendo el mes más caluroso en noviembre, sin llegar a alcanzar temperaturas demasiado altas o muy bajas, las principales variaciones de temperatura se encuentran durante el día, característica típica de la serranía peruana. La variación de este parámetro se aprecia en la Figura 35.

Figura N° 35

Temperaturas máximas mensuales (1993-2008)

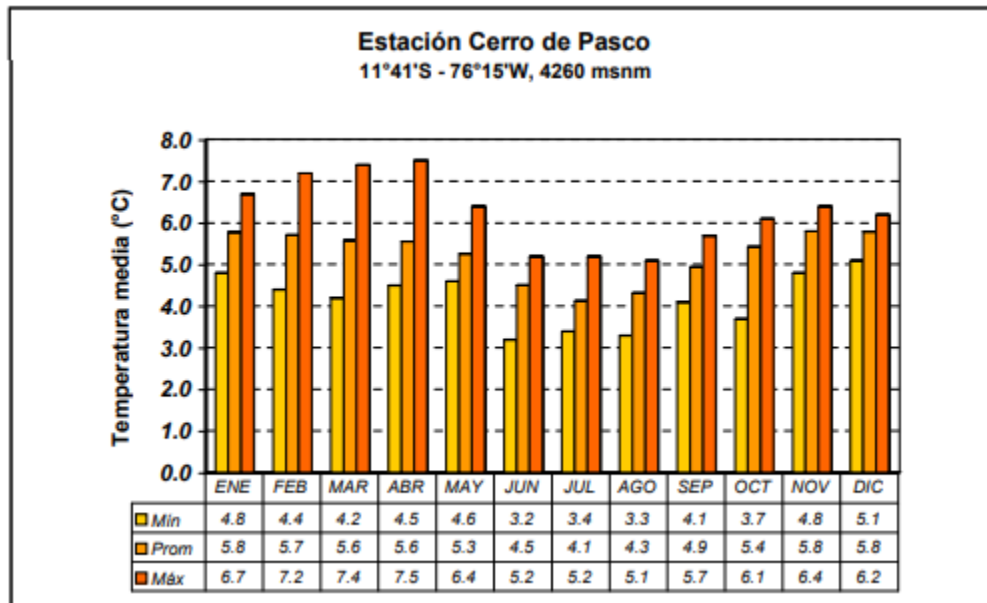


Nota. Información de SENAMHI

Finalmente, del análisis de la temperatura se tiene que a nivel promedio mensual se tiene que este parámetro presenta una variación de 1.3 °C desde el mes más frío (marzo) y el más cálido (noviembre), debido principalmente al cambio de estación. La variación de este parámetro se aprecia en la figura 36.

Figura N° 36

Temperaturas medias mensuales (1993-2010)



Nota. Información de SENAMHI

4.3.4 Geotecnia

Los depósitos de material excedente Excélsior, presentan alturas que varían entre 45 y 55 m. y pendientes de taludes entre 33° y 36°.

Los materiales depositados conforman estratificaciones básicamente de fragmentos de roca con matriz areno-limoarcilloso, clasificados como GP-GM, GC-GM y GP-GC, de pobre gradación y de color marrón con presencia de óxidos, de poca humedad, denso y presencia de bolonería en un 20% con tamaño de 2 pulg y bloques de rocas de hasta 2.5 m. La humedad natural varía entre 3.1 y 5.2 %. El Índice de Plasticidad es menor a 6%. El porcentaje de finos en la matriz varía entre 6.8 a 13 %.

Los ensayos de densidad natural arrojaron valores de densidad húmeda entre 1.81 a 2.52 ton/m³.

El depósito de desmonte Excélsior, está constituido por depósitos altamente permeables y en estado suelto a muy suelto debido a la forma de colocación y/o almacenamiento. La roca base se ubica a profundidades entre 20 a 40 m.

El depósito de material excedente Excélsior, debido a su composición granular, ha sido caracterizado como un material friccionante, debido al bajo contenido de finos no plástico.

En taludes altos, como el caso del estudio, la estabilidad está directamente relacionada con el ángulo de fricción del material y el considerar valores entre 36° a 38° se está reconociendo la relativa alta resistencia cortante del material y las condiciones favorables del comportamiento del material en la estabilidad.

La existencia del componente cementante, que se modela como cohesión, asociado a la presencia de óxidos, no es una característica uniforme; por otro lado, los taludes al haber estado expuesto a la humedad y las filtraciones, presentará zonas donde el efecto será nulo. Otro factor presente, para no considerar la influencia del cementante, es su comportamiento rígido, contrario al comportamiento plástico de la estructura granular suelta, lo que genera comportamiento de falla progresiva del material y del talud.

El comportamiento de falla progresiva se caracteriza por la falla inicial o anulación de la componente cementante ante una deformación tangencial mínima menor a 5%, para luego quedar solamente la componente friccionante, constante para deformaciones mayores del 25%. Las condiciones extremas de diseño, al considerar una exposición sísmica de años asociado a un sismo devastador que se espera en ese periodo va generar indudablemente comportamiento de falla progresiva del talud, para estos casos, es recomendable que el componente cementante debe considerarse como nulo.

4.4 Zona de Estudio

De la muestra de nuestra investigación, hemos definido 3 secciones críticas (ver Figura 37) para nuestro análisis de estabilidad de taludes en la desmontera de mina Excélsior:

- Sector 1: Progresiva 0 + 500
- Sector 2: Progresiva 0 + 700
- Sector 3: Progresiva 1 + 120

Figura N° 37

Vista satelital de los sectores a analizar



Nota. Imagen de Google Earth Pro

4.5 Características geotécnicas

4.5.1 Caracterización del suelo de cimentación

4.5.1.1 Trabajos de campo

4.5.1.1.1 Sondajes

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico de área en estudio, se han realizado 03 sondajes con pruebas de penetración estándar complementados con auscultación dinámica Cono Peck, alcanzando las siguientes profundidades (ver tabla 7):

Tabla N° 7

Exploraciones efectuadas

SONDAJE S	PROGRESIV A (Km)	PROFUNDIDAD (m)			NIVEL FREÁTIC O (m)	OBSERVACIONE S	COORDENADAS	
		S.P.T	CON O PECK	TOTA L			ESTE	NORTE
SECTOR 1	0 + 500	7.45	3.15	10.60	0.50	-----	360,644.0 0	8,818,239.0 0
SECTOR 2	0 + 700	8.45	3.00	11.45	0.20	-----	360,626.0 0	8,818,010.0 0
SECTOR 3	1 + 120	9.45	3.45	12.90	----	Filtración a la profundidad de 2.90 m.	360,918.0 0	8,817,553.0 0

Nota. De la Tabla N° 7, podemos observar que:

- En el sector 1 se ha realizado el ensayo de S.P.T. y Cono Peck a una profundidad total de 10.60 m, verificando que el nivel freático se encuentra a una profundidad de 0.50 m.
- En el sector 2 se ha realizado el ensayo de S.P.T. y Cono Peck a una profundidad total de 11.45 m, verificando que el nivel freático se encuentra a una profundidad de 0.20 m.
- En el sector 3 se ha realizado el ensayo de S.P.T. y Cono Peck a una profundidad total de 12.90 m, se observa que existe filtraciones a una profundidad de 2.90 m.

4.5.1.1.2 Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.)

El ensayo de penetración estándar consiste en contabilizar el número de golpes necesarios para hacer penetrar un tubo o cuchara de caña partida de $\phi = 2''$ de diámetro, un total de 0.45 m, utilizando un martillo de 140 lbs de peso, dejado caer desde 30'' de altura, contabilizando el número de golpes necesarios para hacer penetrar el penetrómetro los 0.30 m últimos.

Las pruebas se efectuaron en las siguientes profundidades:

Tabla N° 8

Resultados de la prueba de Penetración Estándar (SPT) – S1

Sondaje		S-1						
SPT N°.		1	2	3	4	5	6	7
Prof. (m)		1.00- 1.45	2.00- 2.45	3.00- 3.45	4.00- 4.45	5.00- 5.45	6.00- 6.45	7.00- 7.45
	15	3	4	8	8	15	13	15
N°. de golpes	15	3	4	10	11	15	19	22
	15	3	5	8	19	17	21	29
	30 cm últimos	6	9	18	30	32	40	51

Nota. De la Tabla N° 8, se observa que:

- Se realizaron penetraciones a cada 0.45 m, hasta una profundidad de 7.45 m, siendo ésta con mayor número de golpes.

Tabla N° 9

Resultados de la prueba de Penetración Estándar (SPT) – S2

Sondaje		S-2								
SPT N°.		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Prof. (m)		0.10- 0.55	1.00- 1.45	2.00- 2.45	3.00- 3.45	4.00- 4.45	5.00- 5.45	6.00- 6.45	7.00- 7.45	8.00- 8.45
	15	Se hundió	1	3	10	18	20	23	23	23
N°. de golpes	15	1	2	3	10	15	21	25	25	25
	15	2	2	4	13	15	24	28	28	28
	30 cm últimos	3	4	7	23	30	45	53	53	53

Nota. De la Tabla N° 9, se observa que:

- Se realizaron penetraciones a cada 0.45 m, hasta una profundidad de 8.45 m, siendo ésta con mayor número de golpes.

Tabla N° 10

Resultados de la prueba de Penetración Estándar (SPT) – S3

Sondaje	S-3								
SPT N°.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Prof. (m)	1.00- 1.45	2.00- 2.45	3.00- 3.45	4.00- 4.45	5.00- 5.45	6.00- 6.45	7.00- 7.45	8.00- 8.45	9.00- 9.45
N°. de golpes	15	15	15	15	15	15	15	15	15
30 cm últimos	6	7	3	13	9	33	20	32	30
	5	11	3	15	11	32	22	24	29
	6	12	3	13	12	20	23	29	50
	11	23	6	28	23	52	45	53	79

Nota. De la Tabla N° 10, se observa que:

- Se realizaron penetraciones a cada 0.45 m, hasta una profundidad de 9.45 m, siendo ésta con mayor número de golpes.

4.5.1.1.3 Auscultación Dinámica con Cono Peck

Se efectuaron Ensayos de Auscultación Dinámica con el Cono Peck (Norma de referencia UNE 103-801:1994), consistente en la penetración de un cono de 2 ½” de diámetro en la base y 60° de ángulo central, contabilizándose el número de goles cada 0.15 m de penetración, empleando la misma energía del equipo S.P.T.

Tabla N° 11*Resultados de la Auscultación Dinámica – CONO PECK*

Sondaje	S-1	S-2	S-3	
Prof (m)	7.45- 10.60	8.45- 11.45	9.45- 12.90	
0.15	13	10	19	
0.15	18	13	21	
0.15	24	15	18	
0.15	29	19	19	
0.15	33	27	20	
0.15	33	31	20	
0.15	38	31	21	
0.15	41	35	24	
0.15	36	35	25	
0.15	40	39	26	
0.15	42	43	26	
N° de golpes	0.15	40	47	30
0.15	44	42	27	
0.15	40	46	25	
0.15	42	49	22	
0.15	48	47	19	
0.15	46	53	19	
0.15	49	54	23	
0.15	49	58	20	
0.15	53	64	21	
0.15	53	----	22	
0.15	----	----	26	
0.15	----	----	27	
0.15	----	----	----	

Nota. De la Tabla N° 11, se observa que:

- Se realizó el ensayo Cono Peck continuando con las profundidades de los 3 sectores según el ensayo S.P.T. (Tabla N° 10). La máxima profundidad se obtuvo en el sector 3, con un 12.90 m.

4.5.1.2 Ensayos de Laboratorio

Los siguientes resultados de los ensayos de laboratorio, han sido extraídos del expediente técnico del proyecto.

4.5.1.2.1 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), según se muestra en las siguientes tablas:

Tabla N° 12

Clasificación de suelos S-1

Sondaje N°.	S-1								
Prof. (m)	1.00-1.45	2.00-2.45	2.45-3.00	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	5.45-6.00	6.00-6.45	7.00-7.45
Ret. N°.									
4	0.51	---	---	---	---	0.37	---	---	---
Pasa N°.									
200	15.48	26.24	21.73	22.60	22.88	29.82	18.00	24.33	24.71
L.L.	15.00	14.60	15.50	16.00	15.00	13.90	---	14.00	16.50
L.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
SUCS	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM

Nota. De la Tabla N° 12, se observa que:

- En el Sector 1 (Progresiva 0 + 500) no presenta límite plástico y su clasificación es arena limosa con presencia de grava (SM).

Tabla N° 13*Clasificación de suelos S-2*

Sondaje N°.	S-2							
	1.00-	2.00-	2.45-	3.00-	4.00-	5.00-	6.00-	7.00-
Prof. (m)	1.45	2.45	3.00	3.45	4.45	5.45	6.45	7.45
Ret. N°. 4	0.61	---	---	---	---	0.26	0.87	1.80
Pasa N°.								
200	19.66	27.06	24.00	27.74	26.25	29.82	30.70	30.69
L.L.	---	15.10	---	14.50	14.10	13.90	14.05	14.00
L.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
SUCS	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM

Nota. De la Tabla N° 13, se observa que:

- En el Sector 2 (Progresiva 0 + 700) no presenta límite plástico y su clasificación es arena limosa con presencia de grava (SM).

Tabla N° 14*Clasificación de suelos S-3*

Sondaje N°.	S-3							
	0.20-	1.45-	2.45-	3.00-	3.45-	5.00-	7.00-	8.45-
Prof. (m)	1.00	2.00	3.00	3.45	4.00	5.45	7.45	9.00
Ret. N°. 4	0.62	41.54	67.49	28.72	39.20	11.66	34.38	39.69
Pasa N°.								
200	73.87	15.85	10.00	54.20	26.80	74.83	14.53	20.55
L.L.	54.90	28.40	24.70	36.30	28.00	34.50	22.20	23.70
L.P.	21.66	11.69	6.89	15.42	9.00	14.36	8.01	9.41
SUCS	MH	SC	GP-GC	CL	GC	CL	SC	SC

Nota. De la Tabla N° 14, se observa que:

- En el Sector 3 (Progresiva 1 + 120) presenta límite plástico y su clasificación es: Arena arcilla con grava (SC) hasta la profundidad de 1 m, grava mal graduada con arcilla y arena (GP-GC) hasta la profundidad de 3 m, grava arcillosa con arena (GC) hasta la profundidad de 4 m, Arena arcilla con grava (SC) hasta la profundidad de 9 m.

4.5.1.2 Resistencia Cortante Triaxial

Se realizaron 05 ensayos de corte triaxial no consolidado no drenado (UU) con las muestras inalteradas del relave fino extraídas en tubo shelvy, mostrando los siguientes resultados:

Tabla N° 15

Parámetros geotécnicos del material relave

Sondaje N°.	Profundidad (m)	Progresiva	Clasificación	Cohesión (Kg/cm ²)	Fricción (ϕ)
S-1	5.45-6.00	0 + 500	SM	22.00	0.00
S-2	4.45-5.00	0 + 700	ML	21.60	0.00
S-3	3.45-4.00	1 + 120	GC	22.00	0.00

Nota. De la Tabla N° 15, se observa que:

- El ángulo de fricción es nulo ($\phi = 0$), mientras que la cohesión un promedio de 21.86 Kg/cm².

4.5.1.3 Descripción del perfil estratigráfico

- En el sondaje S-1 se presentan material de relave consistente arenas limosas, de grano fino, no plásticas, color plomizo, saturadas, en estado suelto, con un número de golpes del SPT de N= 6-9, en un espesor de 3.00 m, continuando hasta la profundidad de 6.00 m con un material de relave consistente en arenas limosas, de grano fino, no plásticas, color plomizo, saturadas, en estado semicompacto, con un número de golpes del SPT de N=18-32; entre la profundidad de 6.00-6.45 m se presenta un material de relave consistente en arenas limosas, de grano fino, color plomizo, no plásticas, saturadas, en estado compacto, con un número de golpes del SPT de N= 40-51, subyaciendo hasta la profundidad de 10.60 m con la auscultación dinámica Cono Peck con un número de golpes comprendido entre Cn= 31-106, presentándose el subsuelo en estado semicompacto a compacto. El nivel freático se presenta a la profundidad de 0.50 m.

- En el sondaje S-2 se presentan arenas limosas, de grano fino, color plumizo, no plásticas, saturadas, en estado suelto, con un número de golpes del SPT de $N=2-7$ con un espesor de 3.00 m, continuando hasta la profundidad de 4.45 m con arenas limosas, de grano fino, no plásticas, color plumizo, saturadas, en estado semicompacto, con un número de golpes del SPT de $N=23-30$; luego se presenta un limo arenoso, de grano fino, ligeramente plástico, color plumizo, saturado, en estado compacto, con un número de golpes del SPT de $N=45-53$, con un espesor de 2.45 m, continuado hasta la profundidad de 8.45 m con arenas limosas, de grano fino, no plásticas, saturadas, en estado compacto, con un número de golpes de SPT de $N=58-63$, subyaciendo hasta la profundidad de 11.45 m con la auscultación dinámica Cono Peck con un número de golpes comprendido entre $C_n=23-112$, presentándose el subsuelo en estado semicompacto a compacto. El nivel freático se presenta a la profundidad de 0.20 m.
- En el sondaje S-3 se presentan un terreno de cultivo consistentes en arenas limosas y limos inorgánicos, de alta plasticidad, con gravas angulosas de tamaño máximo $2\frac{1}{2}$ ", en estado semicompacto, con un número de golpes del SPT de $N=11-23$, en un espesor de 1.00 m continuando hasta la profundidad de 2.45 m con arenas arcillosas, de mediana plasticidad, color marrón, húmedas, con gravas angulosas, de tamaño máximo de $1"-2"$, en estado semicompacto; entre la profundidad de 2.45-3.00 m se presentan gravas angulosas con matriz de arena arcillosa, de baja plasticidad, color beige, con gravas de $\frac{3}{4}"-1\frac{1}{2}"$ en un 10-15% y tamaño máximo de $3"$, en estado semicompacto; luego se presentan arcillas arenosas y gravas arcillosas, de mediana plasticidad, color marrón húmedas a saturadas, en estado semicompacto a compacto de acuerdo al número de golpes del SPT de $N=6-52$, con un espesor de 4.00 m, continuando hasta la profundidad de 9.45 m con arenas arcillosas, de baja plasticidad, color beige, con gravas angulosas de tamaño máximo $1"-1\frac{1}{2}"$ aisladas, en estado compacto, con un número de golpes del SPT de $N=45-79$, subyaciendo hasta la profundidad explorada de 12.90 m con la auscultación dinámica Cono Peck con un número de golpes comprendido entre $C_n=37-53$, presentándose el subsuelo en estado semicompacto a compacto. Se presentan filtraciones a la profundidad de 2.90 m.

4.5.2 Características de la desmontera

4.5.2.1 Criterio de evaluación física

- **Método de banquetas**

Este método se viene ejecutando en el proyecto: “Plan de Cierre de la Desmontera de Mina Excelsior”, ya que se usa el mismo material del botadero de desmonte, de corte como relleno; se llega a estabilizar físicamente y se retira la sobrecarga que genera un gran volumen de masa en la parte superior. (ver Figura 38).

Figura N° 38

Imagen del perfilado de la desmontera con el método de banquetas



Fuente: http://www.2h.pe/desmonte_excelsior_cerropasco.html

4.5.2.2 Caracterización Geotécnica de la Desmontera Excélsior

Los depósitos de material excedente Excélsior, presentan alturas que varían entre 45 y 55 m. y pendientes de taludes entre 33° y 36°.

Los materiales depositados conforman estratificaciones básicamente de fragmentos de roca con matriz areno – limoarcilloso, clasificados como GP-GM y GP-GC, de pobre gradación y de color marrón con presencia de óxidos, de poca humedad, denso y presencia de bolonería en un 20% con tamaño de 2 pulg y bloques de rocas de hasta 2.5 m. La humedad natural varía entre 3.1 y 5.2%. El índice de Plasticidad es menor a 6%. El porcentaje de finos en la matriz varía entre 6.8 a 13%.

Los desmontes del depósito Excélsior están compuestos por materiales de granulometría muy heterogénea, con pocos finos, con presencia de bloque de rocas mayor a 2 m, boleos, gravas, arenas y finos limo-arcillosos cementados por el contenido de minerales oxidados, correspondiente a la matriz de una estructura de material básicamente gruesa.

El depósito de desmonte Excélsior, está constituido por depósitos altamente permeables y en estado suelto a muy suelto debido a la forma de colocación y/o almacenamiento. La roca base se ubica a profundidades entre 20 a 40 m.

En taludes altos, como el caso del estudio, la estabilidad está directamente relacionada el ángulo de fricción del material y el considerar valores entre 36° y 38°, sin embargo, estos valores no son con exactitud y es por ello que, al analizar el talud de la desmontera con una serie de datos históricos, aplicaríamos los datos de Leps para desmonteras de mina.

Los parámetros físicos y mecánicos del material que conforman estos depósitos son:

Peso unitario	:	2.2 ton/m ³
Peso unitario saturado	:	2.4 ton/m ³
Resistencia	:	regular a alta
Fricción	:	36° a 38°
Cohesión	:	Nula
Módulo elástico	:	800 a 1000 Kg/cm ²
Permeabilidad	:	Alta, K de 1 a 10 cm/s
Capacidad de soporte	:	1.5 a 2.5 Kg/cm ²

4.5.3 Características del enrocado

El enrocado deberá tener diversos tamaños de rocas, se empleará un diámetro nominal variable entre 0.4 m a 1.0 m, correspondiendo el diámetro menor al sector de menor sección transversal.

Estos materiales serán de préstamo: comprenderá la explotación de cantera, de rocas grandes y medianas, roca triturada y material fino de tamaño máximo de los fragmentos de roca será de 1.00 m.

La ubicación para la extracción de material rocoso será de una cantera cercana al proyecto, es por ello que no podemos precisar los datos geotécnicos del enrocado, ya que, al analizar la estabilidad con el hincado de rocas, lo evaluaremos con el método de Mohr Coulomb y resistencia al cortante por los datos de Leps.

4.6 Análisis de estabilidad de taludes

Para el análisis de estabilidad se ha considerado 3 secciones dentro de las progresivas 0 + 000 – 1 + 120, se utilizó el programa Slide 6.0, el cual ha sido desarrollado entre otros en base a los métodos de Spencer y Morgenstern – Price, aplicable especialmente para el caso de análisis de superficies potenciales de falla de forma circular y no circular; este programa permite determinar, mediante la evaluación de múltiples interacciones, la superficie para la cual la relación entre los esfuerzos resistentes y los esfuerzos actuantes es mínima.

También para se realizó el análisis de estabilidad en el programa Plaxis 2D, con el modelo constitutivo de Mohr Coulomb, para hacer una comparación con los resultados del programa Slide 6.0, así como el análisis de las deformaciones del talud.

4.6.1 Parámetros de los suelos representativos

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes de acuerdo a los siguientes parámetros:

Tabla N° 16

Por el método de Mohr Coulomb

Material	Peso específico (γ) KN/m ³	Cohesión (C) KPa	Ángulo de fricción interna (φ)	E KN/m ²	μ
Desmonte	21	20	35	6,000.00	0.25
Morrena	21	20	36	80,000.00	0.25
Relave	20	0	32.99	23,000.00	0.40
Enrocado	22	0	40	100,000.00	0.30

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 17*Con datos de Leps 1970*

Material	Peso específico (Y) KN/m ³	Cohesión (C) KPa	Ángulo de fricción interna (φ)	E KN/m ²	μ
Desmonte	21	a)	a)	6,000.00	0.25
Morrena	21	20	36	80,000.00	0.25
Relave	20	0	32.99	23,000.00	0.40
Enrocado	22	a)	a)	100,000.00	0.30

Nota.

- a) Hemos introducido todos los Datos de Leps (cohesión y ángulo de fricción) en el programa Slide 6.0 (ver Figura 18) de la presente investigación.

4.7 Coeficientes de Seguridad

De acuerdo a la Tabla 4 de nuestra investigación, se obtiene la siguiente Tabla:

Tabla N° 18*Coeficientes de Seguridad finales*

Consecuencia	Confianza	Análisis Estático Mínimo FoS	Análisis Pseudoestático Mínimo FoS
Alto	Moderada	1.5	1.1

Nota.

Alto: Vertederos altos con pendientes de relleno totales de más de 30 ° y más de 50 m de altura, o con pendientes de ángulo de reposo de más de 200 m de altura. Infraestructura crítica o acceso irrestricto dentro de la sombra potencial de desviación con medidas limitadas de mitigación / contención de la desviación. Potencial de alto impacto ambiental que sería difícil de gestionar. Exposición a largo plazo (más de 5 años) para sitios sujetos a altas precipitaciones anuales (1000–2000 mm); exposición a medio plazo (1 a 5 años) para sitios sujetos a precipitación anual alta (más de 2000 m) o estación (es) de lluvias intensas.

Moderada: confianza moderada en las condiciones de la cimentación, las propiedades del material de desecho, las presiones piezométricas, la técnica de análisis o los posibles mecanismos de falla. Entrada parámetros adecuadamente definidos; variabilidad de datos moderada. Para estructuras propuestas, investigaciones a nivel de estudio de prefactibilidad con datos de respaldo adecuados. Por estructuras existentes, documentación de construcción razonablemente completa y registros de monitoreo; desempeño histórico razonable.

4.8 Coeficiente Sísmico

Se ha tomado como referencia los datos realizados de los estudios de Peligro Sísmico por el CISMID y lo indicado en la Norma E.030 Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones con una aceleración pico de $a_s = 0.35$ g, que nos permite conocer el coeficiente sísmico para analizar el método pseudoestático de diseño, obtenido en base al registro histórico o instrumental existente.

La elección del coeficiente sísmico de diseño requiere del uso de criterios de ingeniería recomendándose un valor comprendido entre $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$ de la aceleración pico del terreno. De acuerdo al plano de isoaceleraciones al área en estudio le corresponde una aceleración pico de 0.35. Por lo tanto, una aceleración de diseño de 0.17.

- $K_h = 0.17$.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En las siguientes figuras se muestra el modelamiento y resultado del análisis de Estabilidad del Talud tanto estático como pseudo - estático del Sector 2 (Progresiva 0 + 700), ya que, es el más crítico de nuestras secciones.

Primero analizaremos por el método del equilibrio límite por Mohr Coulomb por los métodos de Spencer y Morgenstern Price, con la finalidad de comparar nuestros resultados con los datos de Leps, ya que estos datos son de ensayos triaxiales a gran escala de distintos diámetros de roca, lo cual representa la no linealidad de la resistencia al corte.

Posteriormente analizamos la deformación en la sección 2 mediante el método de elementos finitos, obteniendo resultados que afirman nuestra hipótesis planteada.

A continuación, presentamos los resultados del análisis de la sección 2 (0 + 700) con los métodos ya mencionados.

Adicionalmente hemos analizado las secciones 0+500 y 1+120 donde puede encontrarlas en nuestros anexos, con el fin de validar nuestras hipótesis.

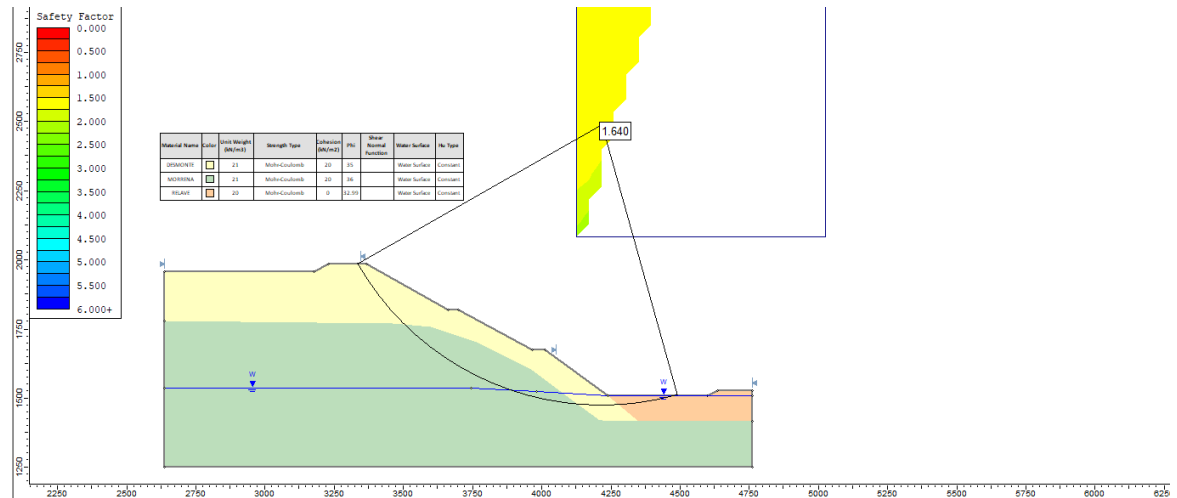
5.1 Análisis de Estabilidad de Taludes con el software Slide 6.0

5.1.1 Analizando la desmontera con Mohr Coulomb

5.1.1.1 Sector 2: Progresiva 0 + 700

Figura N° 39

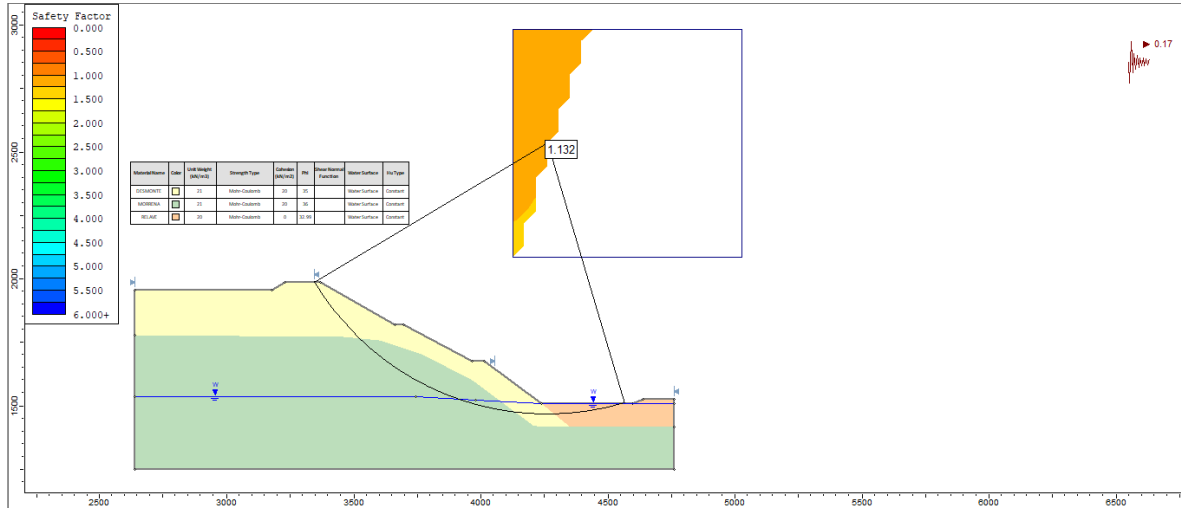
Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 39, realizando el análisis estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (F_s) de 1.640, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 40

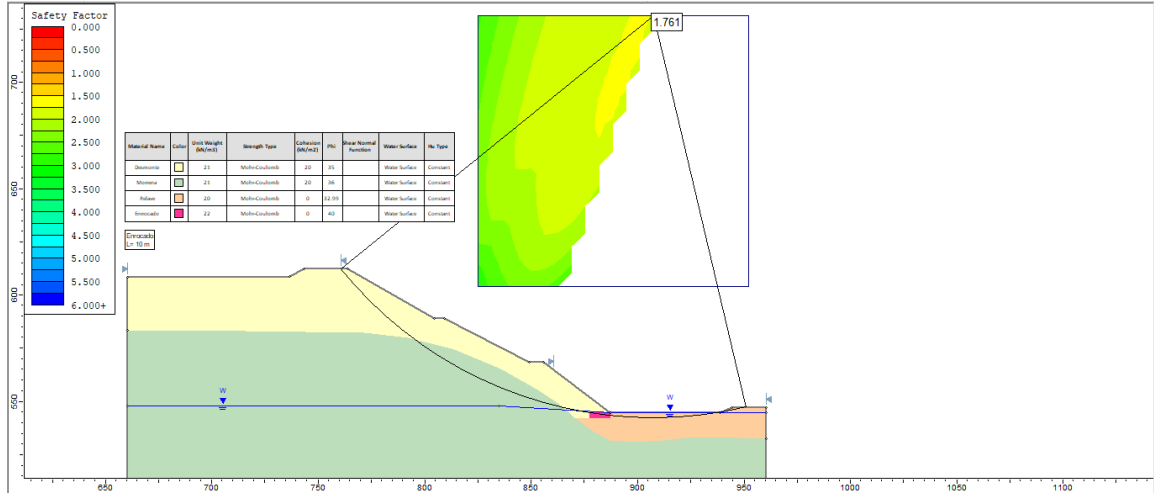
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 40, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.132, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 41

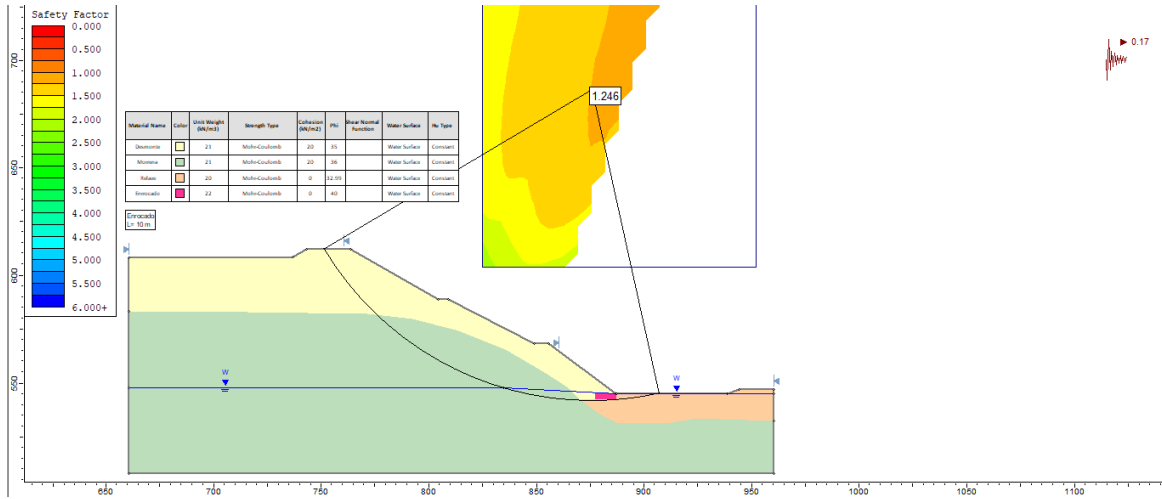
Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 41, realizando el análisis estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.761, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 42

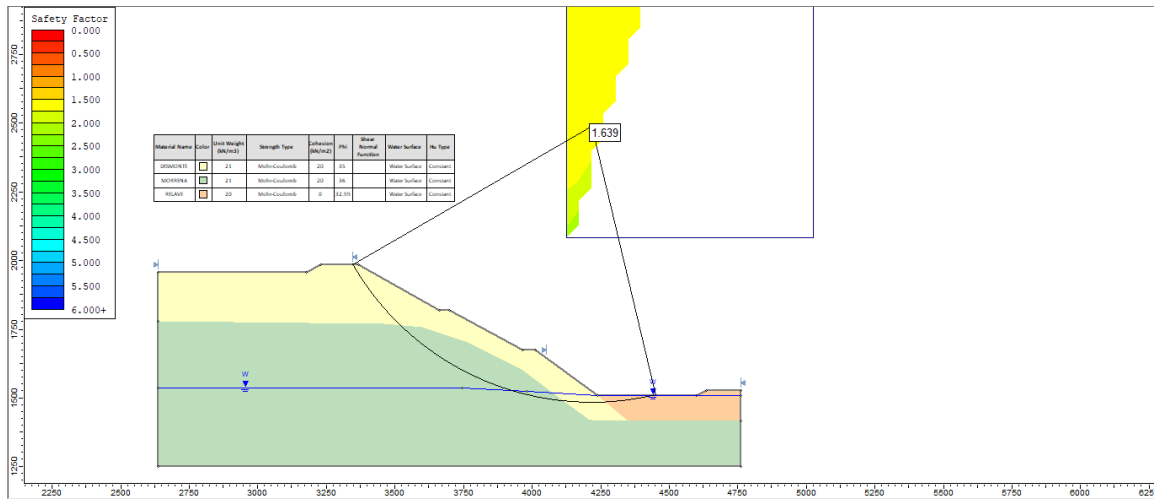
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 42, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.246, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 43

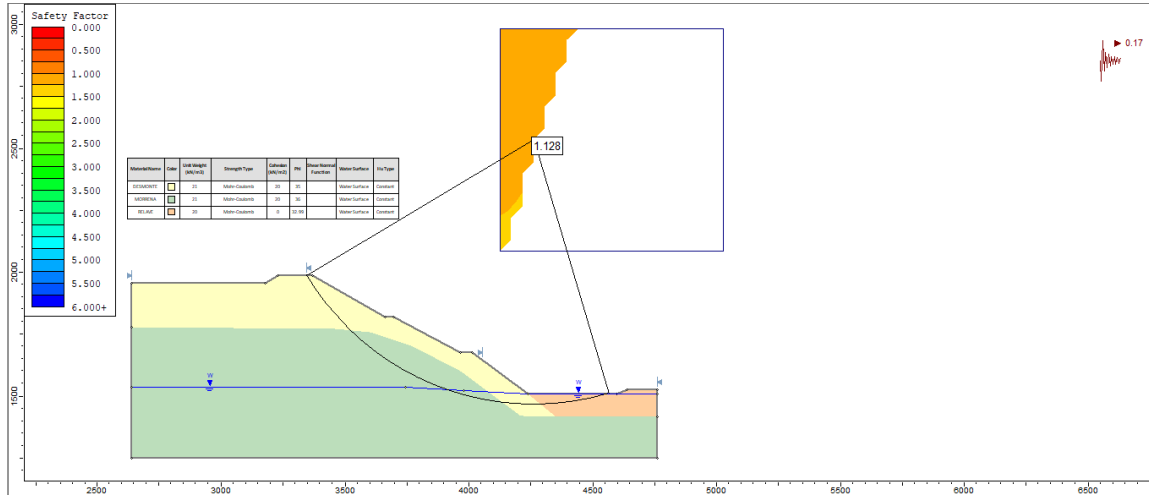
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 43, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.639, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 44

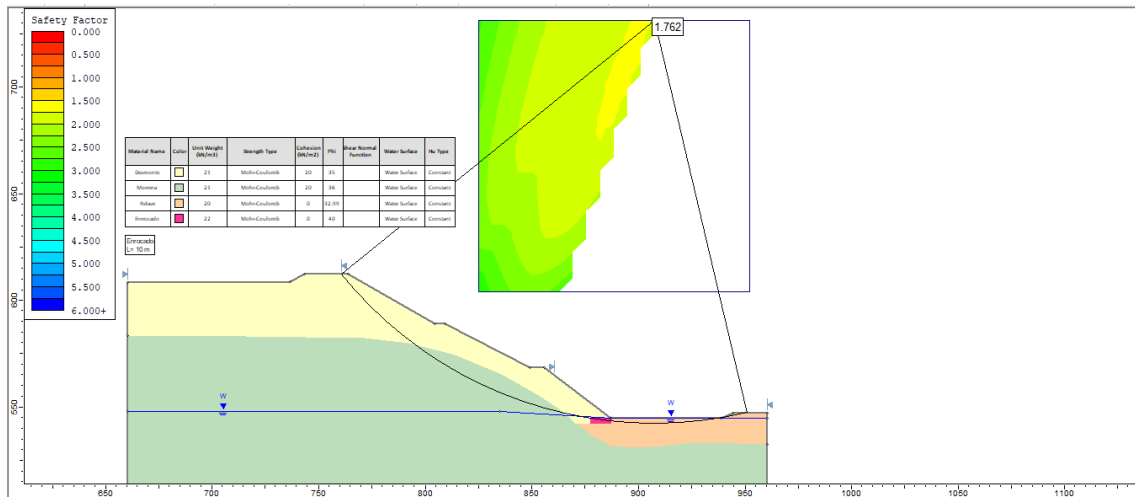
Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 44, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.128, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 45

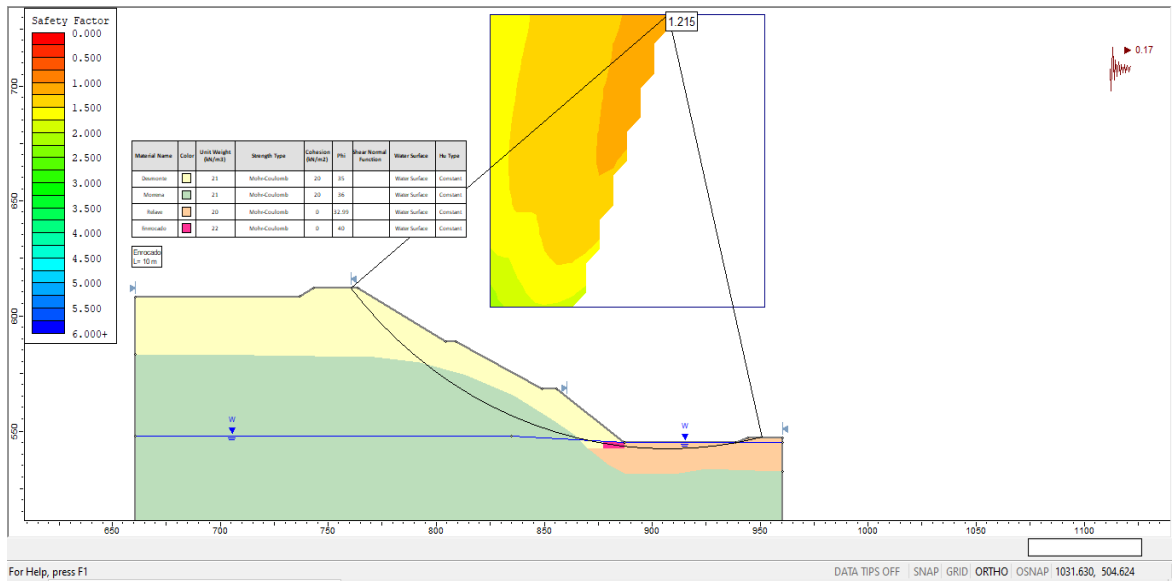
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N°45, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.762, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 46

Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado



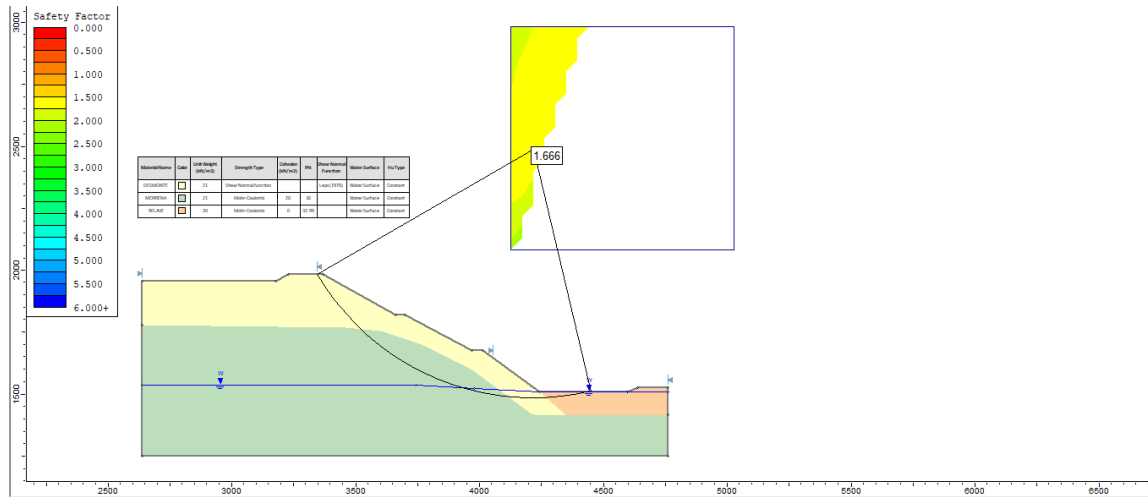
Nota. De la Figura N° 46, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.215, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

5.1.2 Analizando la desmontera con Leps

5.1.2.1 Sector 2: Progresiva 0 + 700

Figura N° 47

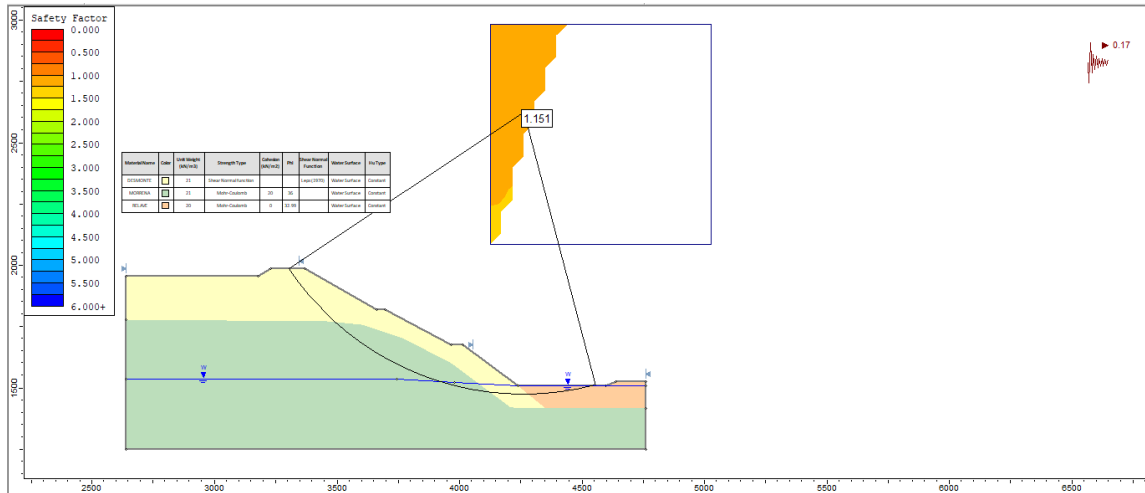
Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 47, realizando el análisis estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.666, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 48

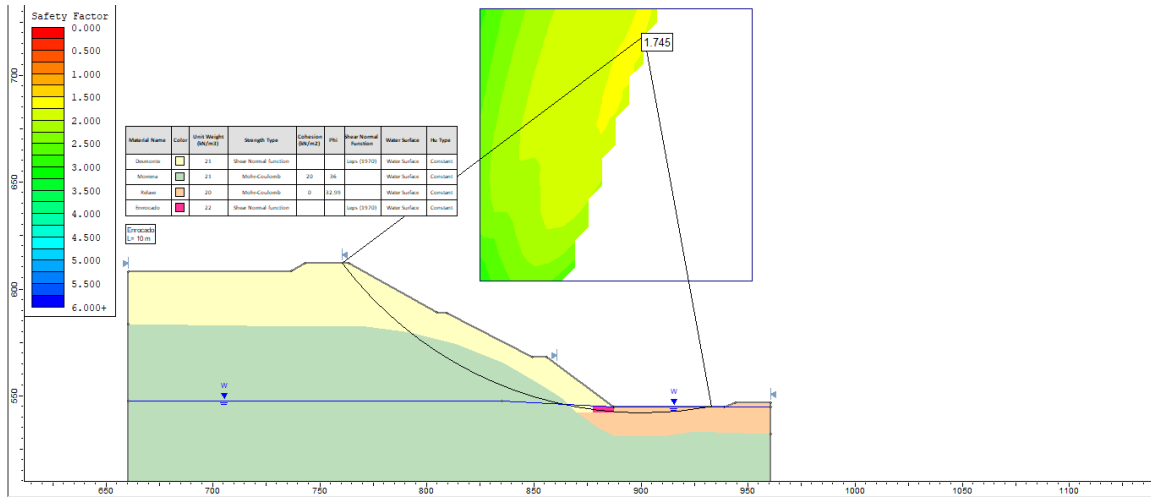
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 48, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.151, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 49

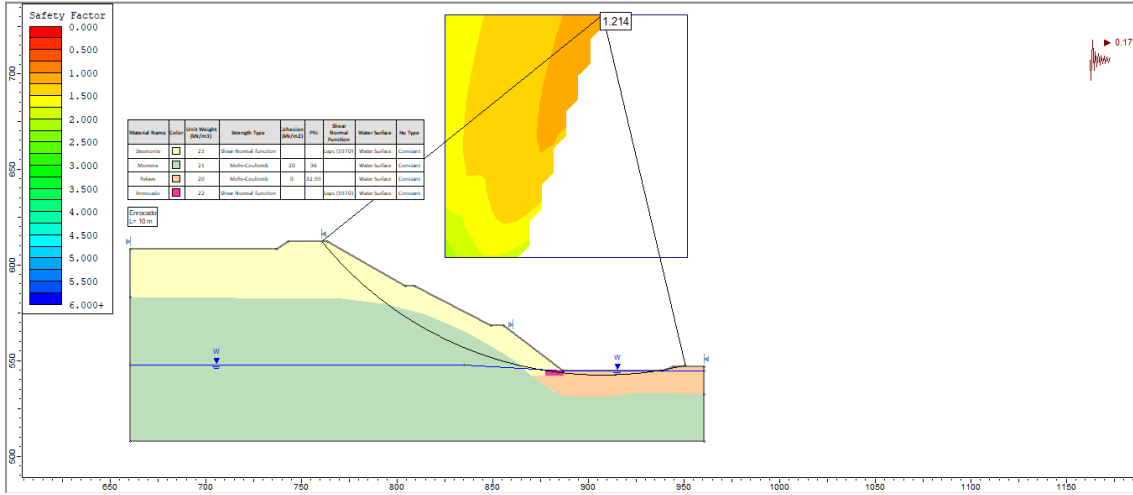
Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 49, realizando el análisis estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.745, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 50

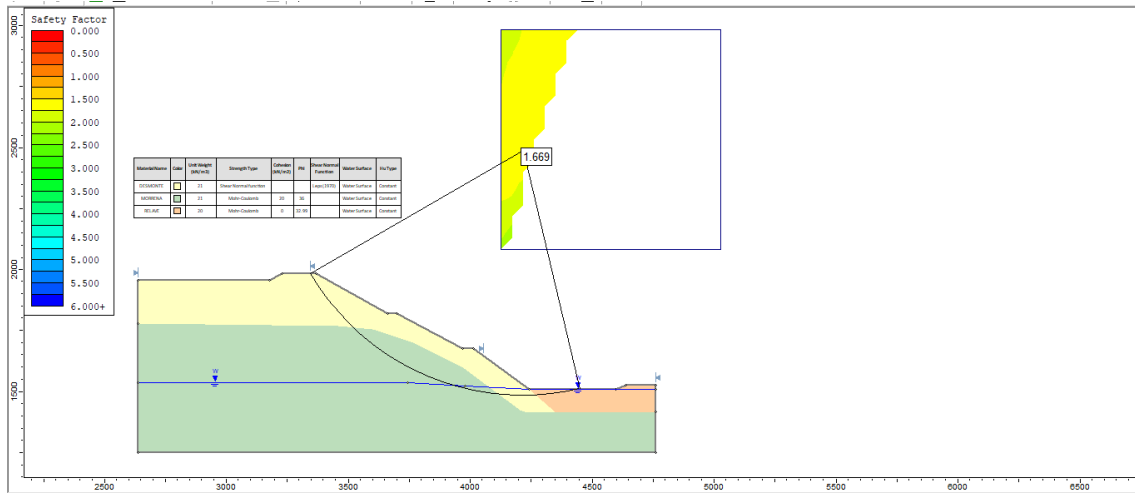
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 50, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.214, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 51

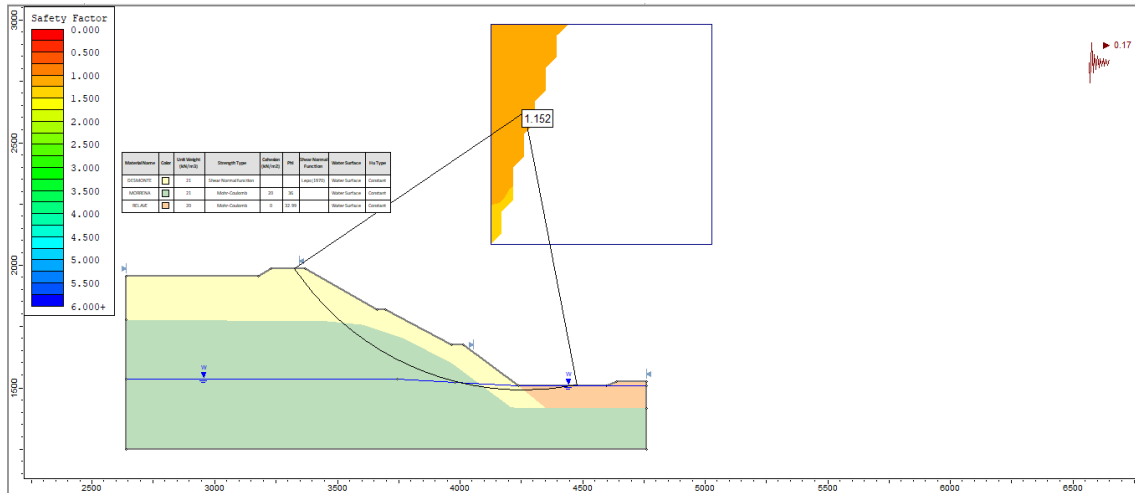
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 51, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.669, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 52

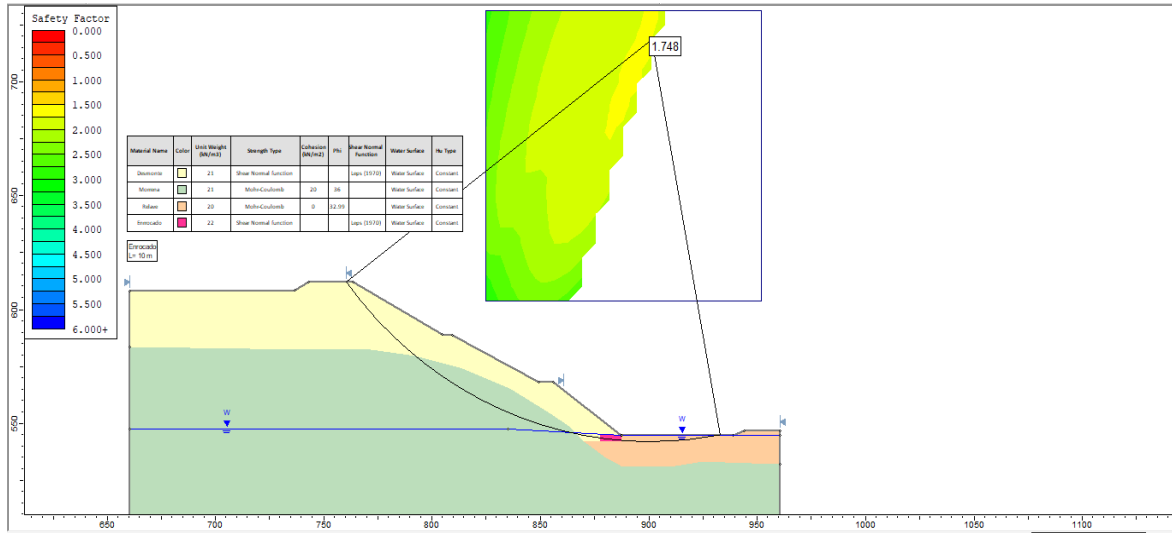
Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 52, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.152, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 53

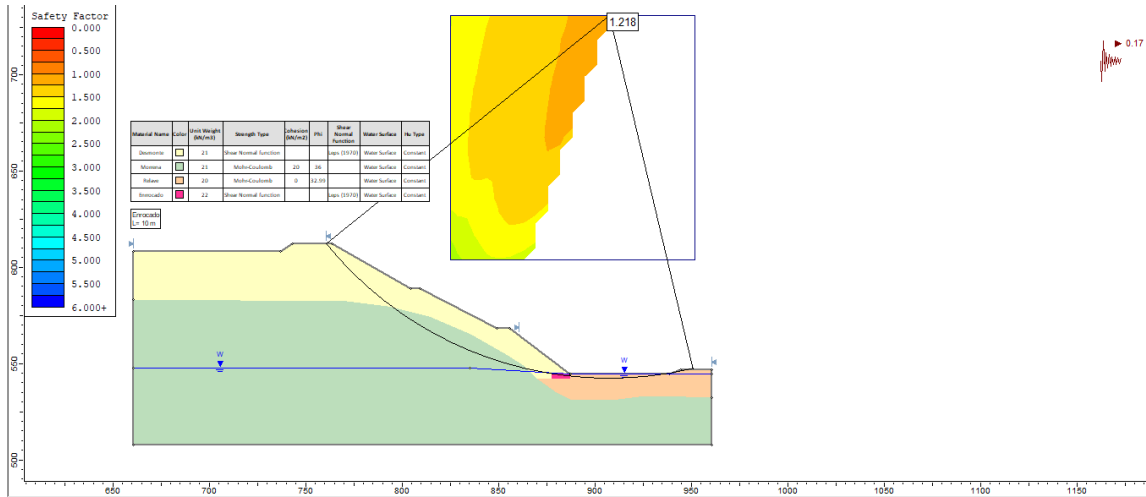
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 53, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.748, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 54

Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 54, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.218, por encima del mínimo establecido 1.1.

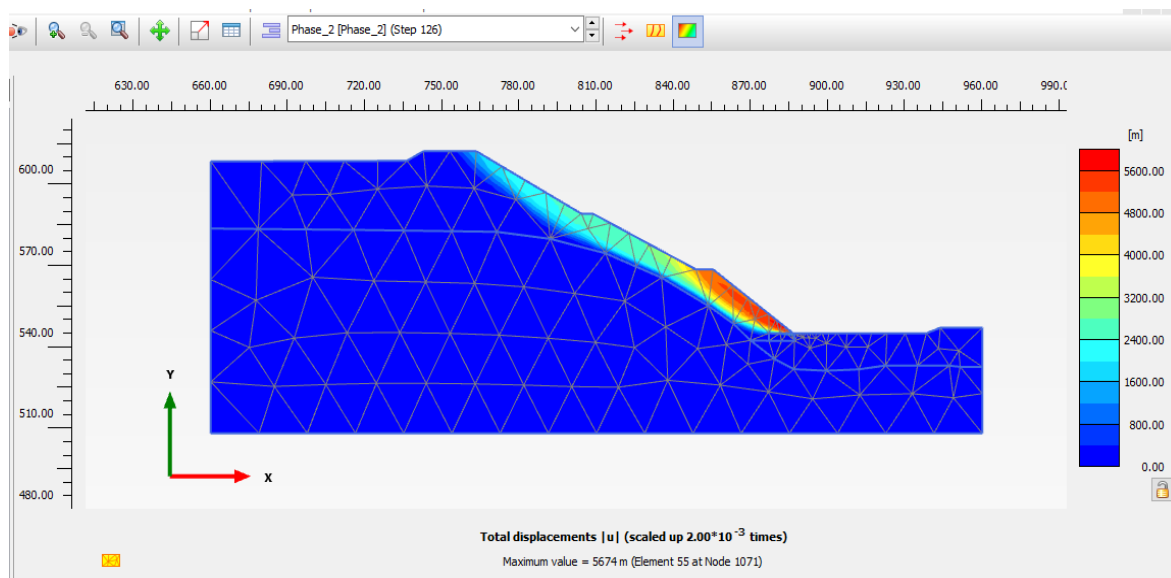
5.2 Análisis de Estabilidad de Taludes y Deformaciones con el software Plaxis 2D

5.2.1 Sector 2: 0 + 700

En la presente sección, siendo la más crítica. Se calculó mediante el análisis de Strength Reduction Factor (Reducción de parámetros de resistencia). Adicionalmente con una discretización de 55 elementos y 1071 nodos, representaremos correctamente las superficies de fallas. En la figura 55 se logra observar las superficies potenciales de falla, asimismo en la figura 56 observaremos el resumen de los resultados del análisis con el hincado de rocas por el modelo constitutivo Mohr Coulomb, el cual se obtuvo un factor de seguridad (Fs) de 1.377, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 55

Análisis Pseudo - estático del talud de la desmontera con hincado de rocas por el método de elementos finitos



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 56

Resultado del Factor de Seguridad

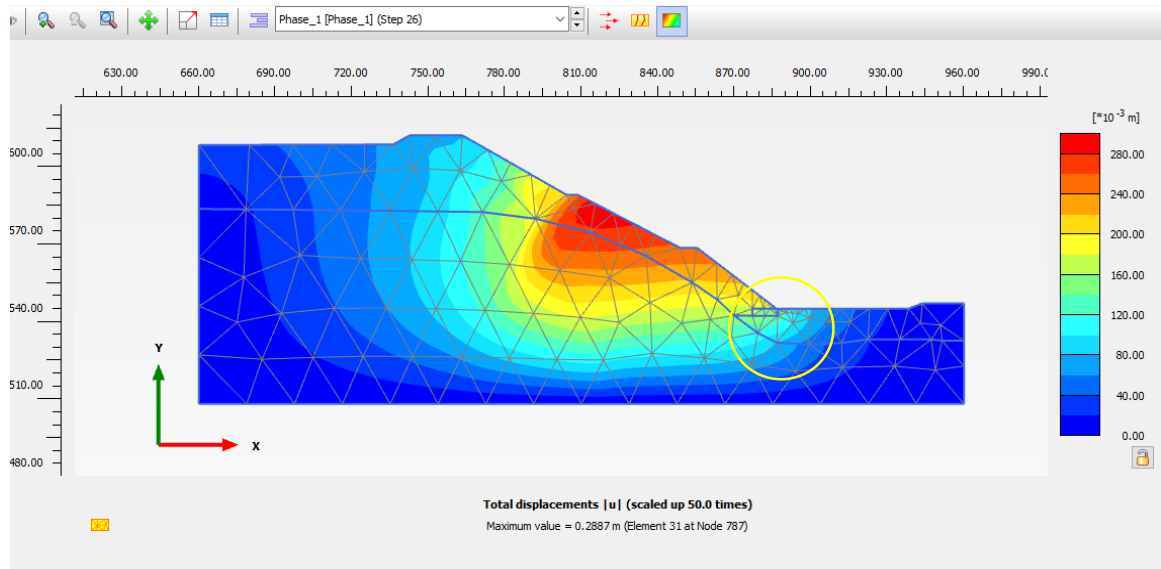
The screenshot shows a software window titled "Calculation information" with a tree view on the left and a data table on the right. The tree view includes sections for "Step info", "Multipliers", "Staged construction", "Forces", and "Consolidation". The "Multipliers" section is expanded, showing a table with columns for parameter names, values, and their corresponding ZM (Zonation Multiplier) values. The value 1.377 for the Strength reduction factor is circled in red.

Step info				
Phase	Phase_2 [Phase_2]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	2.000			
Relative stiffness	0.1073E-9			
Multipliers				
Soil weight			ZM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{gf}	1.897E-3	ZM _{gf}	1.377
Time	Increment	0.000	End time	0.000
Staged construction				
Active proportion total area	M _{Area}	0.000	ZM _{Area}	1.000
Active proportion of stage	M _{Stage}	0.000	ZM _{Stage}	0.000
Forces				
F _X	0.000 kN/m			
F _Y	0.000 kN/m			
Consolidation				
Realised P _{Excess,Max}	658.7 kN/m ²			

Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 57

Análisis de deformación del talud



Nota. De acuerdo a la Figura N° 57, se muestra un asentamiento mínimo por debajo del enrocado de -2.50 cm.

5.3 Discusión de resultados

Del presente capítulo se obtuvo las siguientes tablas de resultados comparativos, para su discusión.

Tabla N° 19

Comparación de resultados

Resultados de Factor de Seguridad (Fs)								
Progresivas	Por Mohr Coulomb				Por Leps			
	Método de Spencer				Método de Spencer			
	Sin Enrocado		Con Enrocado		Sin Enrocado		Con Enrocado	
	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
0 + 500	1.765	1.205	2.195	1.454	1.797	1.250	2.251	1.481
0 + 700	1.640	1.132	1.761	1.246	1.666	1.151	1.745	1.214
1 + 120	1.738	1.204	1.971	1.396	1.882	1.348	2.148	1.415
Progresivas	Método de Morgenstern-Price				Método de Morgenstern-Price			
	Sin Enrocado		Con Enrocado		Sin Enrocado		Con Enrocado	
	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
0 + 500	1.765	1.206	2.196	1.455	1.798	1.262	2.253	1.483
0 + 700	1.639	1.128	1.762	1.215	1.669	1.152	1.748	1.218
1 + 120	1.739	1.205	1.972	1.396	1.883	1.350	2.119	1.418

Fuente: Elaboración Propia

A partir de la Tabla N° 19 se obtienen los factores de seguridad de la tres progresivas analizadas. La situación más desfavorable del suelo (sin enrocado) corresponde al sector 2 (progresiva 0+700), la cual vamos a discutir con los resultados obtenidos a continuación:

1. Mediante el Análisis Estático por Mohr Coulomb por el método de Morgenstern – Price sin enrocado nos da un mínimo factor seguridad que es ligeramente admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.639 \geq 1.5$$

Del mismo método, se realizó el análisis pseudo – estático, lo cual nos da un factor de seguridad que es ligeramente admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.128 \geq 1.1$$

2. Mediante el Análisis Estático por Mohr Coulomb por el método de Morgenstern – Price con enrocado nos da un mejor factor seguridad que es admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.762 \geq 1.5$$

Del mismo método, se realizó el análisis pseudo – estático, lo cual nos da un factor de seguridad que es admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.215 \geq 1.1$$

3. Mediante el Análisis Estático por los datos de Leps por el método de Morgenstern – Price sin enrocado nos da un factor seguridad que es admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.669 \geq 1.5$$

Del mismo método, se realizó el análisis pseudo – estático, lo cual nos da un factor de seguridad que es admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.152 \geq 1.1$$

4. Mediante el Análisis Estático por los datos de Leps por el método de Morgenstern – Price con enrocado nos da un mejor factor seguridad que es admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.748 \geq 1.5$$

Del mismo método, se realizó el análisis pseudo – estático, lo cual nos da un mejor factor de seguridad que es admisible al mínimo requerido:

$$FS = 1.218 \geq 1.1$$

5. De acuerdo a los resultados entregados por Slide 6.0 por el método Mohr Coulomb, el factor de seguridad (Fs) aumenta gracias al aporte del diseño de hincado de rocas hasta en un 8.00 % entre la relación resistencia al corte, y los esfuerzos en el suelo.
6. Se analizó la estabilidad de la desmontera Excélsior por los métodos Spencer y Morgenstern-Price, en la cual existe una diferencia mínima entre estos dos métodos en un 0.1 %, lo que reafirma la validez de la utilización de cualquiera de estos dos métodos.
7. Cada progresiva también se analizó utilizando dos métodos los cuales fueron Mohr Coulomb y datos de Leps, podemos analizar que la diferencia entre estos dos métodos es de un 1.9 %, lo cual indica que al trabajar con el método de Leps, los resultados serán diferente que al trabajar con el método de Mohr Coulomb, puesto que son más precisos porque representa de una mejor manera las propiedades geotécnicas del material grueso.

Tabla N° 20

Comparación de resultados de los softwares Slide 6.0 y Plaxis 2D

Resultados de Factor de Seguridad (Fs)		
Por Mohr Coulomb		
Progresivas	Por Slide 6.0	Por Plaxis 2D
	Con Enrocado Pseudoestático	Con Enrocado Pseudoestático
0 + 500	1.454	1.731
0 + 700	1.246	1.377
1 + 120	1.396	1.43

Fuente: Elaboración propia

A partir de la Tabla N° 20 se obtienen los factores de seguridad por Slide 6.0 y Plaxis 2D de las progresivas en estudio, podemos observar que los datos obtenidos por Plaxis 2D validan y corrobora los resultados obtenidos por Slide 6.0, siendo estos valores mayores al factor de seguridad mínimo requerido, sin embargo, existiendo una diferencia de un 10.50 % a un 19.00 % el cual es un valor poco más alto, esto puede deberse a que el método de elementos finitos sea más exacto en donde podemos obtener las deformaciones del talud y la aplicación del método de reducción de factores para hallar el factor de seguridad.

5.4 Contrastación de hipótesis

5.4.1 Hipótesis general

Hipótesis General: Con la aplicación del diseño del hincado de rocas se logrará un mejoramiento del suelo en la desmontera de mina Excélsior-Cerro de Pasco con un óptimo comportamiento y resistencia.

Como se puede visualizar en el presente capítulo en el ítem 5.1, se realizó el análisis comparativo entre los métodos de Spencer y Morgenstern-Price, partiendo del análisis de parámetros geotécnicos que serán parte de la desmontera de mina, seguido por el análisis de estabilidad estática y pseudoestática, sin el diseño del hincado de rocas y con el diseño del hincado de rocas obteniendo un mayor factor de seguridad, logrando con ello un

mejoramiento del suelo con un óptimo comportamiento y resistencia. Se demuestra que se cumplió la hipótesis planteada.

5.4.2 Primera Hipótesis específica

Primera Hipótesis: El factor de seguridad mejorará con el diseño del hincado de rocas para la estabilidad del talud de la desmontera Excélsior.

Se desarrolló el análisis de estabilidad de taludes de la desmontera de mina Excélsior, que nos permite conocer el factor de seguridad para el caso del análisis estático y pseudo - estático usando los métodos de equilibrio límite y los datos de Leps por los métodos Spencer y Morgenstern-Price, obteniendo un factor de seguridad para cada método y validándolas con la tabla del libro “Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design (2017)”, logrando así, un mejor factor de seguridad con el diseño del hincado de rocas. Se demuestra que se cumplió la hipótesis planteada.

5.4.3 Segunda Hipótesis específica

Segunda Hipótesis: Las deformaciones serán mínimas con el diseño del hincado de rocas en la desmontera de mina Excélsior.

Hemos modelado nuestras secciones en el Plaxis 2D, mediante un modelo constitutivo, en este caso el de Mohr Coulomb, evaluando las deformaciones de las 3 secciones, obteniendo unos asentamientos mínimos con el diseño del hincado de rocas. Se demuestra que se cumplió la hipótesis planteada.

5.4.4 Tercera Hipótesis específica

Tercera Hipótesis: La caracterización geotécnica ayudará a determinar la estabilidad del talud en la desmontera de mina Excélsior.

En el capítulo 4, se presentan las propiedades geotécnicas de los materiales, tanto como el del suelo como el de la desmontera, resaltando de estos parámetros la cohesión, ángulo de fricción y peso específico conseguidos a través de ensayos de campo y laboratorio.

Conociendo estas propiedades se realizó el modelamiento de los análisis de estabilidad de taludes en las 3 secciones ya mencionadas. Sin embargo, los datos geotécnicos de la desmontera de mina Excelsior, son de diferentes tamaños de material grueso, así como también del enrocado que utilizaremos para nuestro diseño del hincado de rocas, es por ello que realizamos una comparativa del método de Mohr Coulomb con la resistencia al cortante no lineal (Datos de Leps), obteniendo un mayor factor de seguridad con este último. Por lo tanto, en esta hipótesis no nos ayudó los datos geotécnicos de la desmontera y del enrocado para nuestro análisis de estabilidad de taludes. Se demuestra que no se cumplió la hipótesis planteada.

5.4.5 Cuarta Hipótesis específica

Cuarta Hipótesis: El método por elementos finitos describirá mejor el comportamiento del talud de la desmontera de mina Excelsior.

Resulta que, el método por elementos finitos es mucho más favorable, ya que, nos da un factor de seguridad más estable que por el método de equilibrio límite. Se demuestra que se cumplió la hipótesis planteada.

CONCLUSIONES

- Al realizar el análisis de estabilidad de taludes estático y pseudo - estático por Mohr Coulomb por los métodos de Spencer y Morgenstern – Price con el diseño del hincado de rocas, obtuvimos un factor de seguridad mucho más estable, como se aprecia a continuación:

Por Mohr Coulomb				
Método de Spencer				
Progresivas	Sin Enrocado		Con Enrocado	
	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
0 + 500	1.765	1.205	2.195	1.454
0 + 700	1.640	1.132	1.761	1.246
1 + 120	1.738	1.204	1.971	1.396

Método de Morgenstern-Price				
Progresivas	Sin Enrocado		Con Enrocado	
	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
0 + 500	1.765	1.206	2.196	1.455
0 + 700	1.639	1.128	1.762	1.215
1 + 120	1.739	1.205	1.972	1.396

Se visualiza en las 3 secciones que, con el diseño del hincado de rocas, mejora la capacidad portante del suelo, y una mejor estabilidad al talud de la desmontera de mina Excélsior.

- Al realizar el análisis de deformaciones en las 3 secciones del talud de la desmontera de mina Excélsior con el diseño del hincado de rocas modelado con el software PLAXIS 2D por el modelo constitutivo Mohr Coulomb, se obtiene un mínimo asentamiento por debajo del enrocado, que se precisa a continuación:

Análisis de deformaciones		
Modelo constitutivo Mohr Coulomb		
Progresivas	Long. del Enrocado (m)	Asentamiento (cm)
0 + 500	10	-2.00
0 + 700	10	-2.50
1 + 120	10	-2.00

3. La caracterización geotécnica más adecuada para esta investigación es, utilizando la tabla de los datos de Leps, ya que, existen distintos resultados de cohesión y ángulo de fricción de distintos tamaños de materiales gruesos, obteniendo un mayor factor de seguridad que por el método de Coulomb como se muestra a continuación:

Resultados de Factor de Seguridad (Fs)

Progresivas	Por Mohr Coulomb				Por Leps			
	Método de Spencer				Método de Spencer			
	Sin Enrocado		Con Enrocado		Sin Enrocado		Con Enrocado	
	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
0 + 500	1.765	1.205	2.195	1.454	1.797	1.250	2.251	1.481
0 + 700	1.640	1.132	1.761	1.246	1.666	1.151	1.745	1.214
1 + 120	1.738	1.204	1.971	1.396	1.882	1.348	2.148	1.415
Progresivas	Método de Morgenstern-Price				Método de Morgenstern-Price			
	Sin Enrocado		Con Enrocado		Sin Enrocado		Con Enrocado	
	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
0 + 500	1.765	1.206	2.196	1.455	1.798	1.262	2.253	1.483
0 + 700	1.639	1.128	1.762	1.215	1.669	1.152	1.748	1.218
1 + 120	1.739	1.205	1.972	1.396	1.883	1.350	2.119	1.418

4. Al realizar el modelamiento del análisis pseudo – estático con el diseño del hincado de rocas, mediante el método de elementos finitos por el modelo constitutivo de Mohr Coulomb, modelado en el software Plaxis 2D para los 3 sectores, es más confiable que el método de equilibrio límite por Mohr Coulomb, ya que, al hacer el comparativo de los factores de seguridad, nos da un factor de seguridad mayor como se puede apreciar en el siguiente cuadro:

Resultados de Factor de Seguridad (Fs)

Progresivas	Por Mohr Coulomb	
	Por Slide 6.0	Por Plaxis 2D
	Con Enrocado Pseudoestático	Con Enrocado Pseudoestático
0 + 500	1.454	1.731
0 + 700	1.246	1.377
1 + 120	1.396	1.43

RECOMENDACIONES

1. En la presente investigación se optó el mejoramiento de suelos con el diseño del hincado de rocas, dentro de las tecnologías se puede encontrar la aplicación de inclusiones rígidas como columnas de grava, micropilotes y pilas de grava compactada, se recomienda a futuro realizar mediante otro diseño y comparar resultados con el diseño del hincado de rocas.
2. Para estos tipos de suelos con relaves mineros, se propone analizar un estudio de licuación de suelos, ya que podría existir una carga dinámica o un evento sísmico, y así poder evaluar su consolidación del suelo en el pie del talud de la desmontera de mina Excélsior.
3. Para determinar con más exactitud las características geotécnicas de una desmontera de mina, se propone realizar ensayos triaxiales a gran escala del material granular in situ para poder obtener una cohesión y ángulo de fricción más confiable.
4. Está comprobado que el uso del modelo constitutivo Mohr Coulomb es muy práctico debido a la menor cantidad de parámetros que se requieren para poder ejecutarlo, pero según los avances de las investigaciones, se han dado a conocer modelos constitutivos que generan una mejor representación del comportamiento de los geomateriales e involucran una mayor necesidad de parámetros, una extensión o complemento, se propone aplicar en otras investigaciones con otros modelos constitutivos.
5. Para la representación de los materiales granulares de la desmontera de mina Excélsior, se usó los gráficos de Leps, los cuales se vienen usando por su buena respuesta en la caracterización geotécnica, en paralelo y otro método que también se aplica debido a su buena representación son el uso de curvas homotéticas. Para trabajos futuros, se recomienda el comparativo del uso de los gráficos de Leps y el uso de las curvas homotéticas que podría definir el mayor uso de una de estas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Tesis

- Díaz Y., López E. (2008), *Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en la ciudad de Punta Arenas*. Universidad de Magallanes - Chile.
- López (2016), *Estudio geotécnico y diseño del talud final de una mina a cielo abierto aplicando Modelos Numéricos*. Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Mendoza (2016), *Análisis de estabilidad de taludes de suelos de gran altura en la mina Antapaccay*. Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Paúcar G. (2015), *Diseño y estabilidad de botaderos de desmonte para la remediación de pasivos ambientales de la mina recuperada – Huancavelica*. Universidad Nacional del Centro del Perú – Huancayo.
- Rivera D. (2019), *Factibilidad para la construcción de un Pad dinámico sobre un botadero analizando la estabilidad, en la compañía minera Los Andes Perú GOLD S.A.C*. Universidad Nacional de Trujillo.
- Torres C. (2007), *Valoración del riesgo en deslizamientos*. Universidad Ricardo Palma.
- Vilca A. (2019), *Estudio geotécnico para la estabilidad del talud del depósito de desmonte Santa Rosa del proyecto Santa Rosa – Arequipa*. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Valeriano F. (2015), *Caracterización geotécnica y modos de falla estructural en el talud en roca del cerro Espinal Juliaca*. Universidad Nacional del Altiplano – Puno.

Artículo

- Beneyto, Gutierrez, Mroginski, Di Radio y Awruch (2011). Análisis de estabilidad de taludes técnicas de optimización heurística. *Asociación Argentina Mecánica Computacional*, 30(1), 2001-2014. <http://ing.uunne.edu.ar/mecap>.
- Valiente, Sobrecases y Díaz (2005). Estabilidad de Taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú*, 7(1), 1-5. <http://revistas.pucp.edu.pe/index.php/civilizate>.

Libro

- (Braja Das, 2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. ISBN- 9706860614.
- (Manuel Borja S, 2012, Capítulo 2). *Metodología de investigación para ingeniería civil*. (pág.14).
- (Mark Hawley, John Cunning,2017). *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*. ISBN - 9781138197312.
- (Suárez, 2002, Capítulo 4). Análisis de Estabilidad, *Deslizamientos. Tomo I: Análisis geotécnico* (págs. 127-172). <http://www.erosion.com.co>.

Normas y Reglamentos

- Norma E.050 – Suelos y Cimentaciones – 2016, Perú.
- Norma CE.020 – Estabilización de Suelos y Taludes – 2012, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. – 2016, Perú.

ANEXOS

ANEXO I: Resultados de los sectores 0+500 y 1+120.....	148
ANEXO II: Relación entre variables	187
ANEXO III: Matriz de consistencia	190
ANEXO IV: Ensayos de Suelos	192
ANEXO V: Presupuesto de tesis	231
ANEXO VI: Plano General	233
ANEXO VII: Consentimiento de Autorización de Información por Transparencia	235

ANEXO I: Resultados de los sectores 0+500 y 1+120

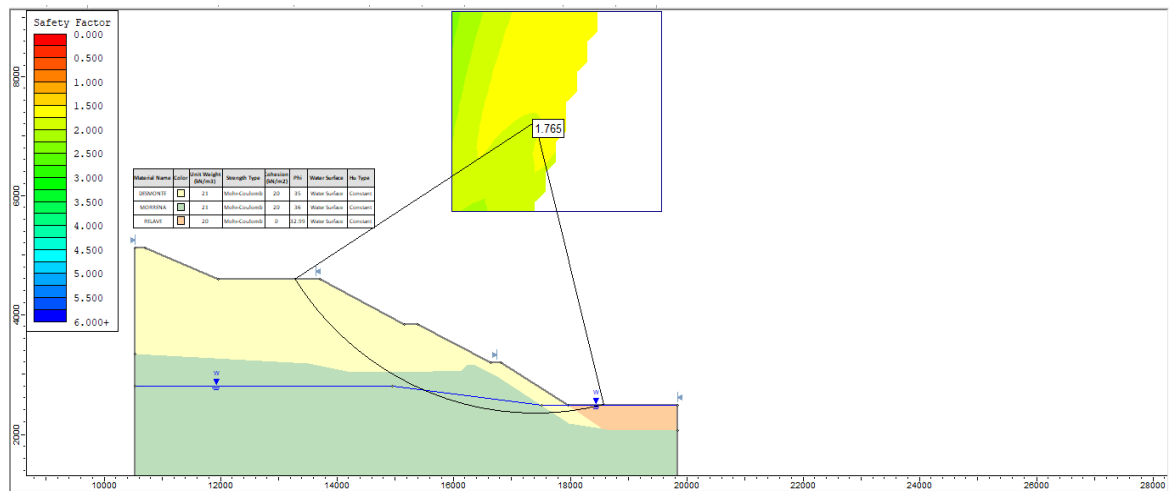
9.1 Análisis de Estabilidad de Taludes con el Software Slide 6.0

9.1.1 Analizando la desmontera con Mohr Coulomb

9.1.1.1 Sector 1: Progresiva 0 + 500

Figura N° 58

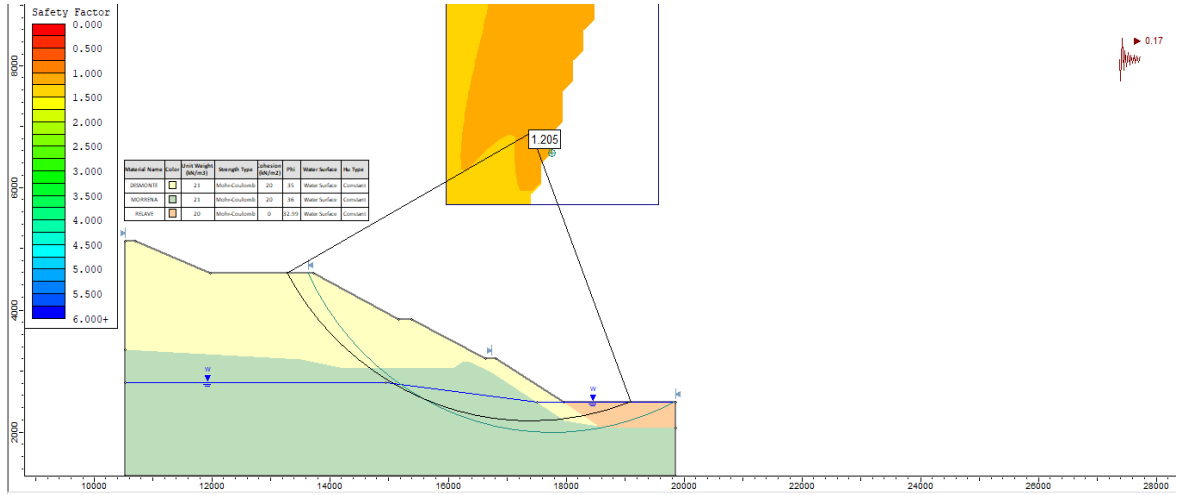
Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 58, realizando el análisis estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.765, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 59

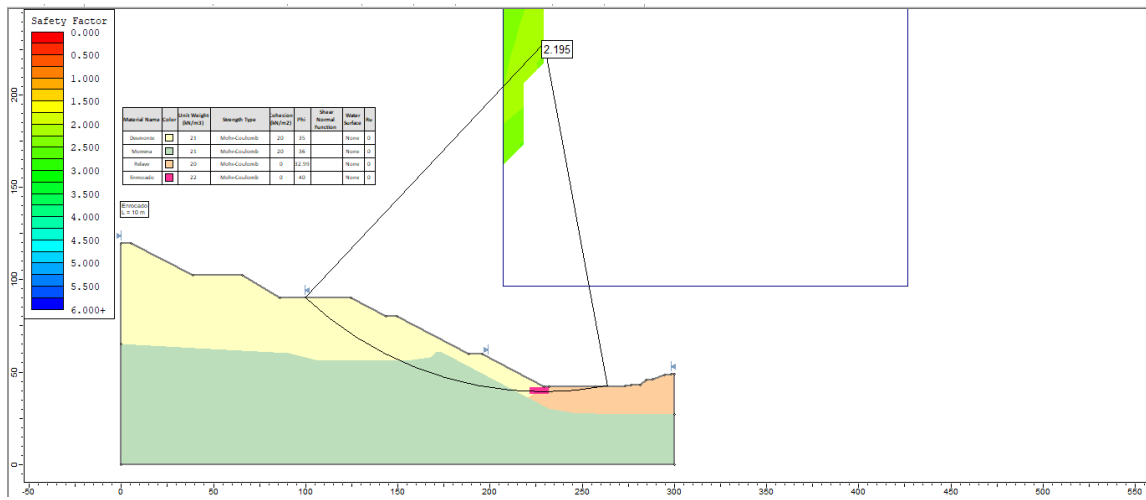
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 59, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.205, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 60

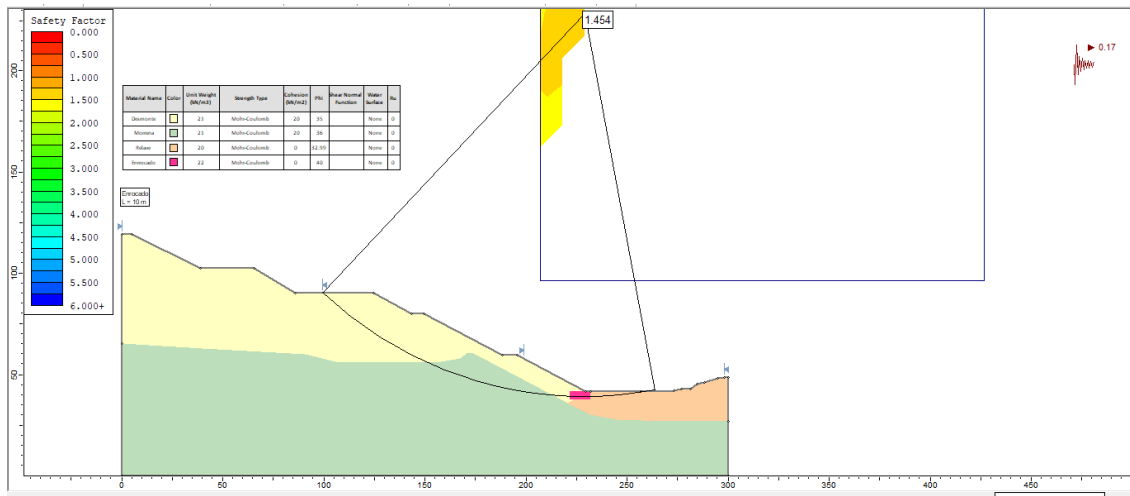
Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 60, realizando el análisis estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 2.195, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 61

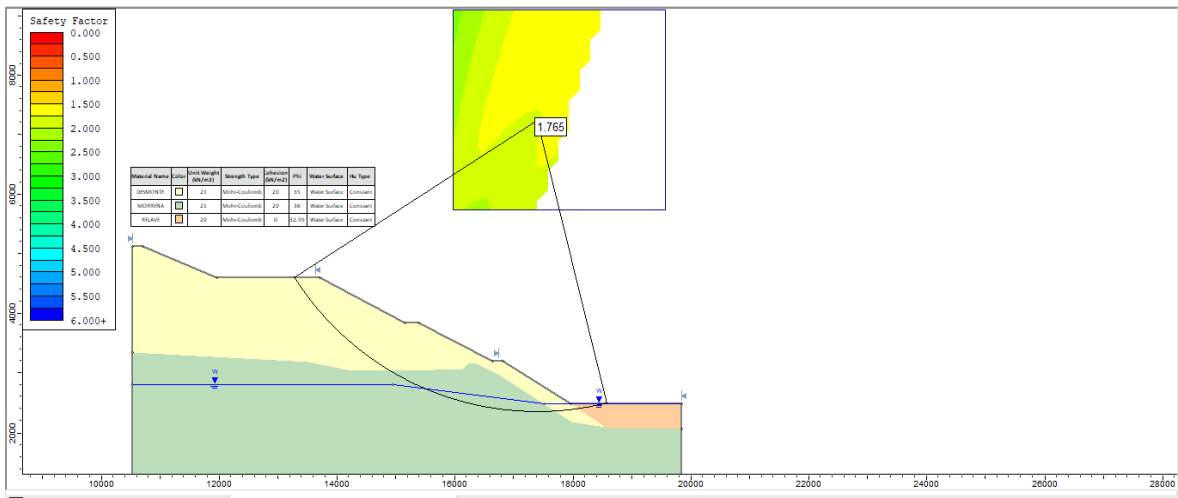
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 61 realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.454, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 62

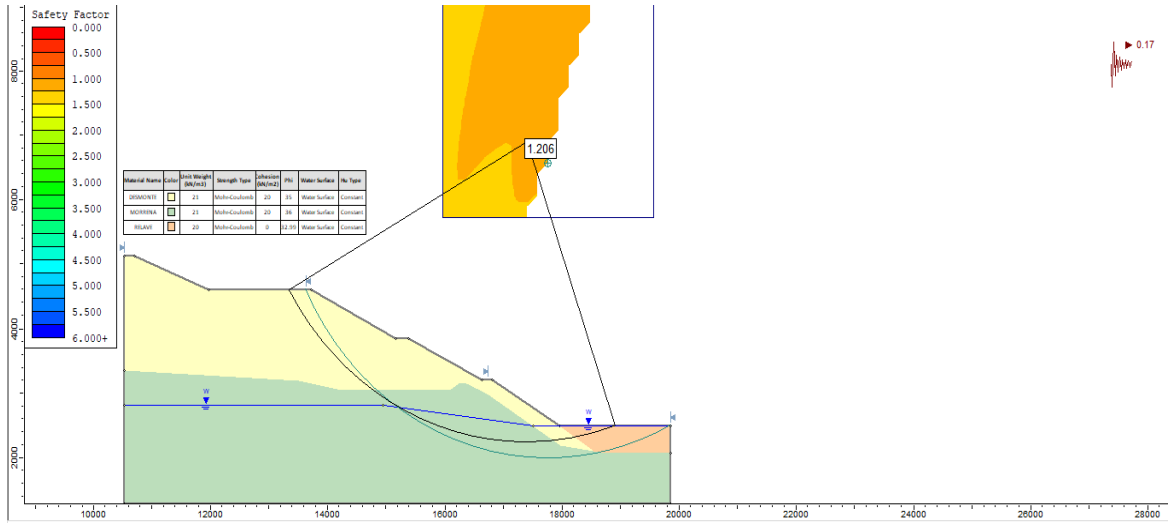
Método de Morgenstern - Price Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 62, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern - Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.765, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 63

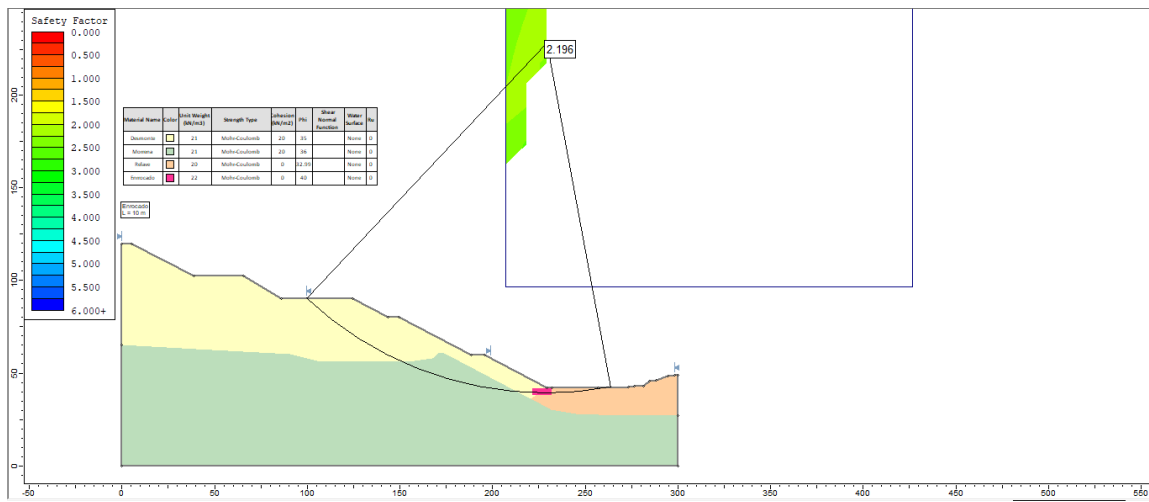
Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 63, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.765, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 64

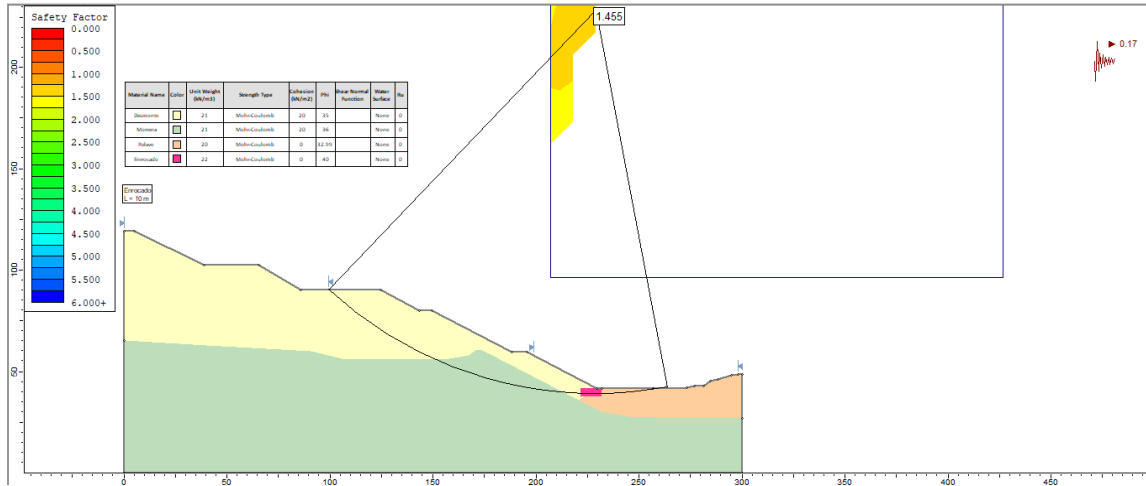
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 64, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 2.196, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 65

Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado

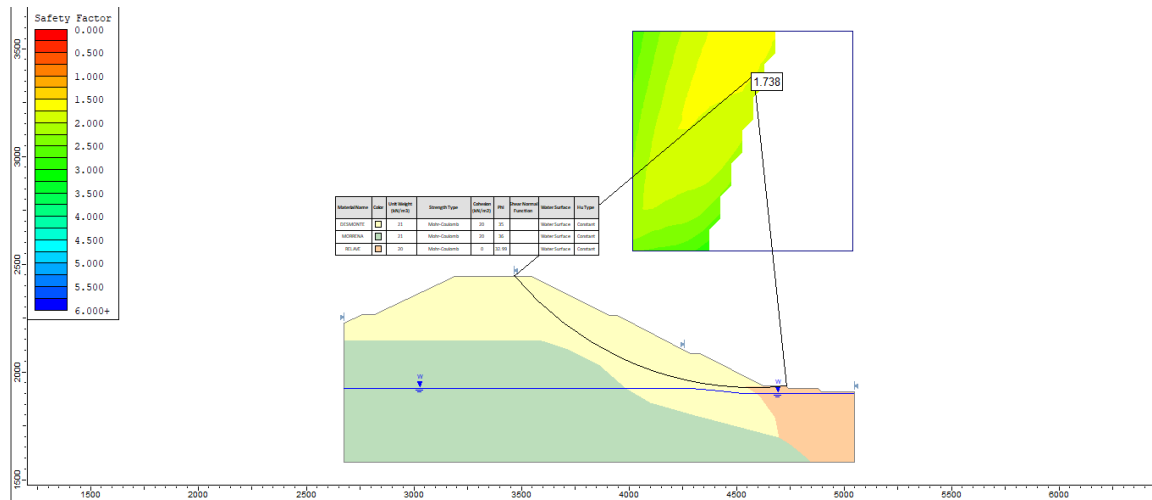


Nota. De la Figura N° 65, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.455, por encima del mínimo establecido 1.1.

9.1.1.2 Sector 3: Progresiva 1 + 120

Figura N° 66

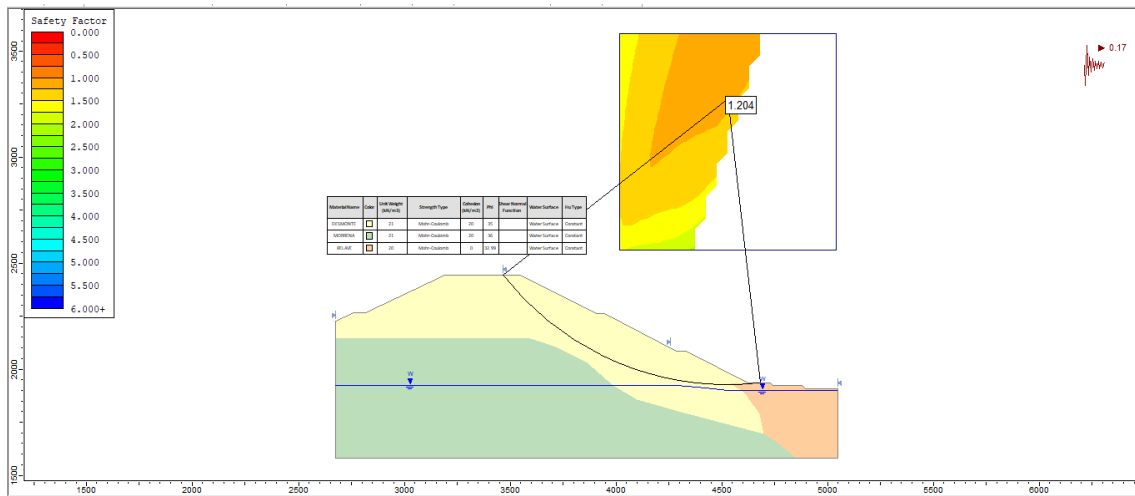
Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 66, realizando el análisis estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.738, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 67

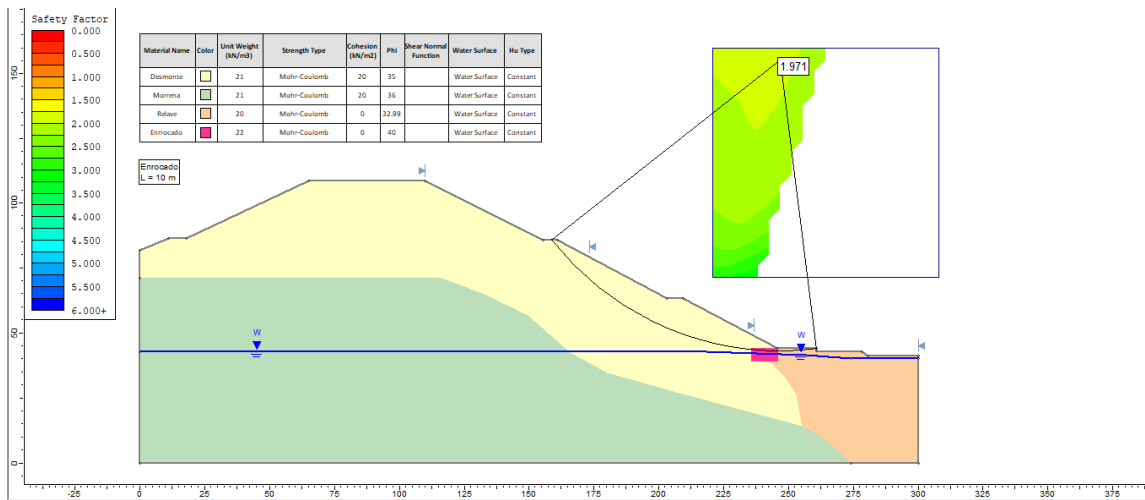
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 67, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.204, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 68

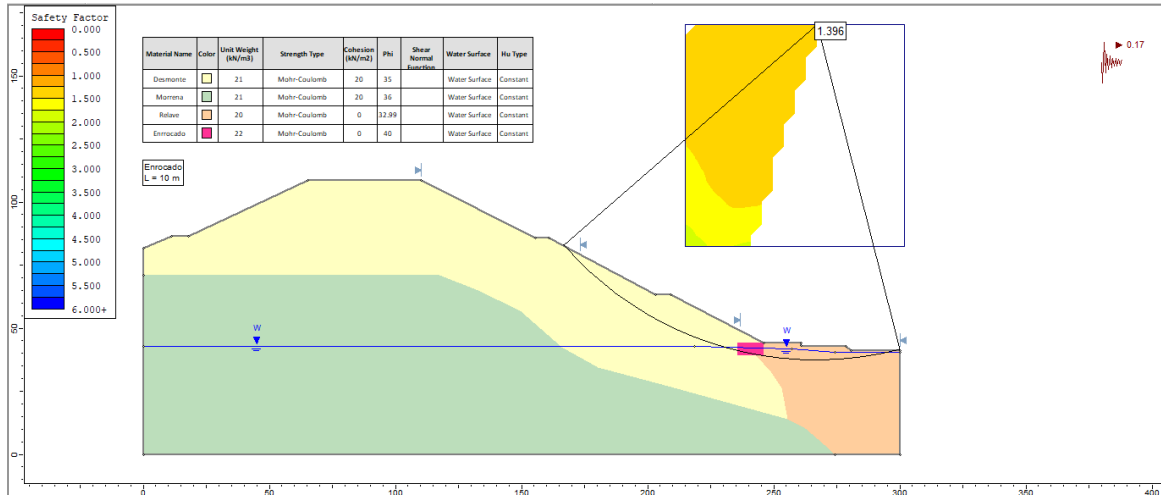
Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 68, realizando el análisis estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.971, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 69

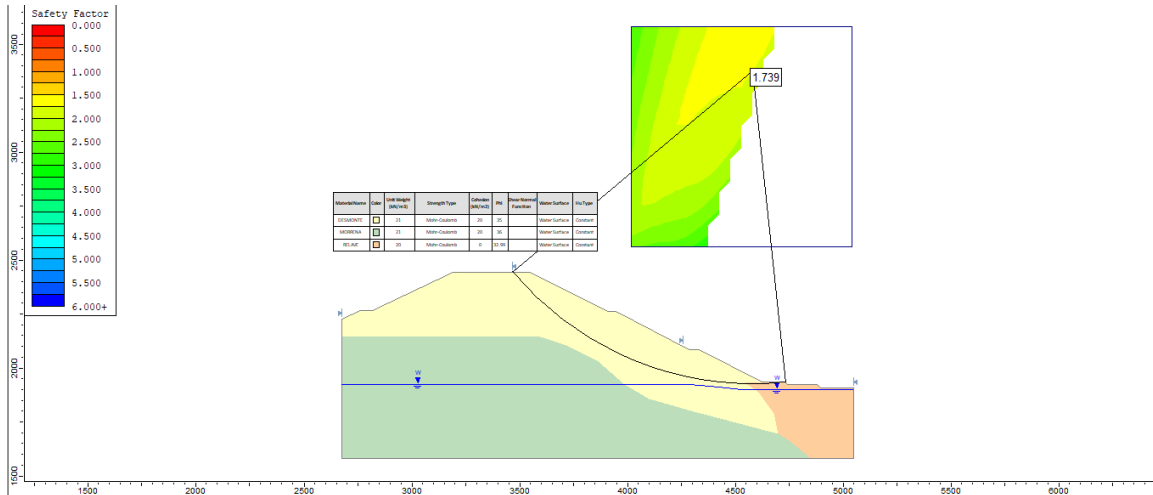
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 69, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.396, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 70

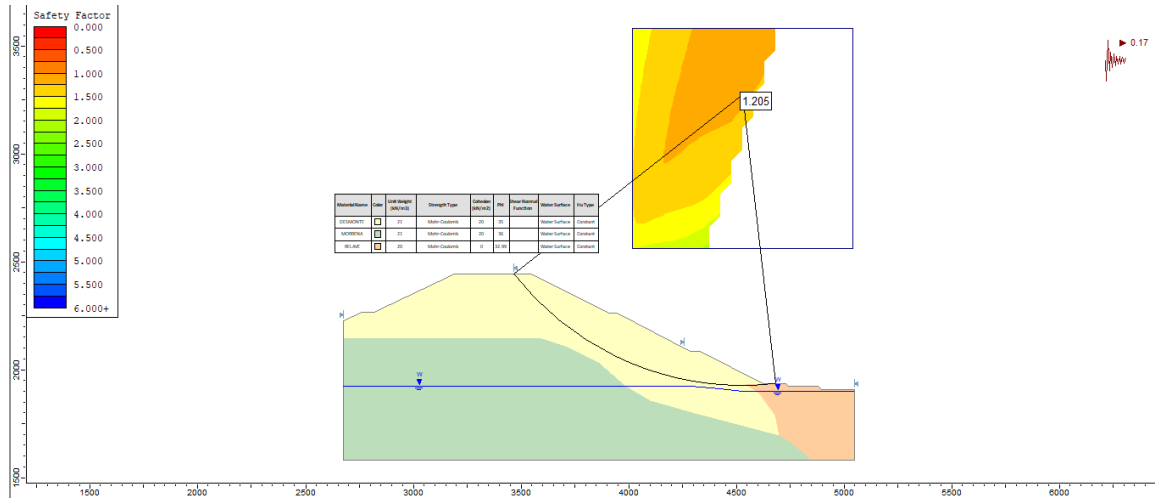
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 70, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.739, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 71

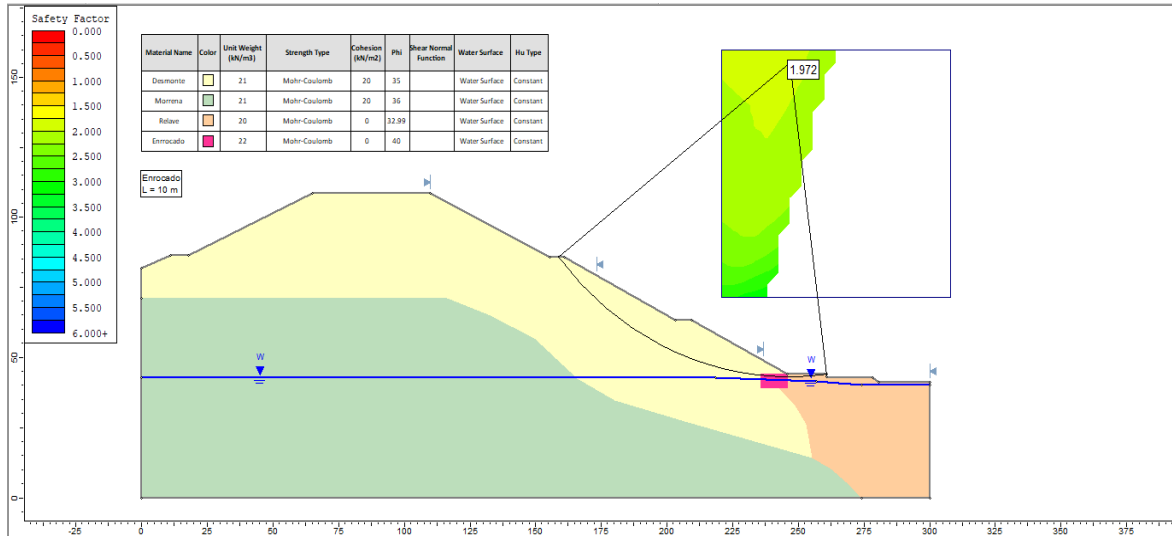
Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 71, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (F_s) de 1.205, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 72

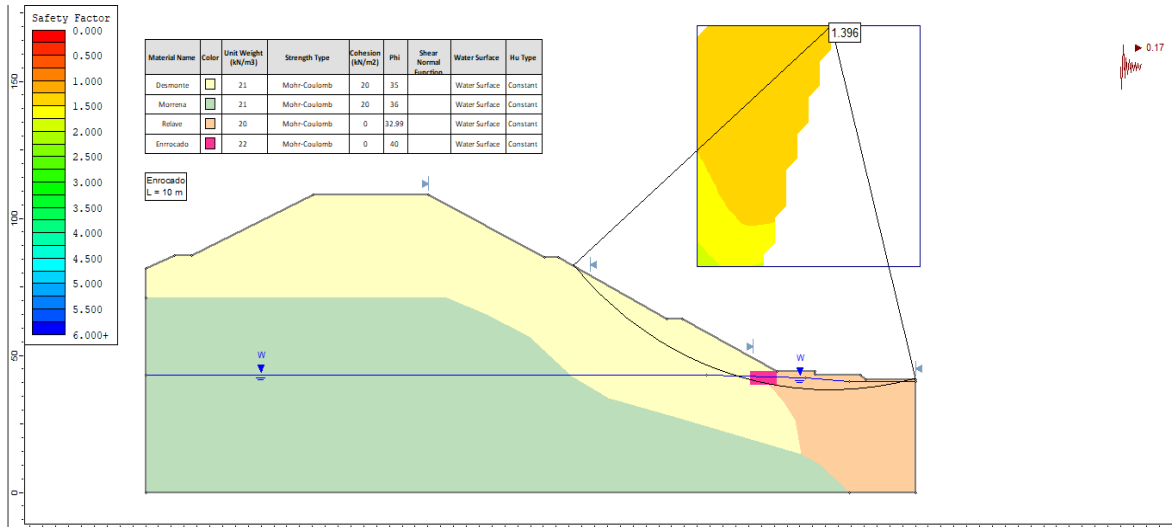
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 72, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.972, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 73

Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado



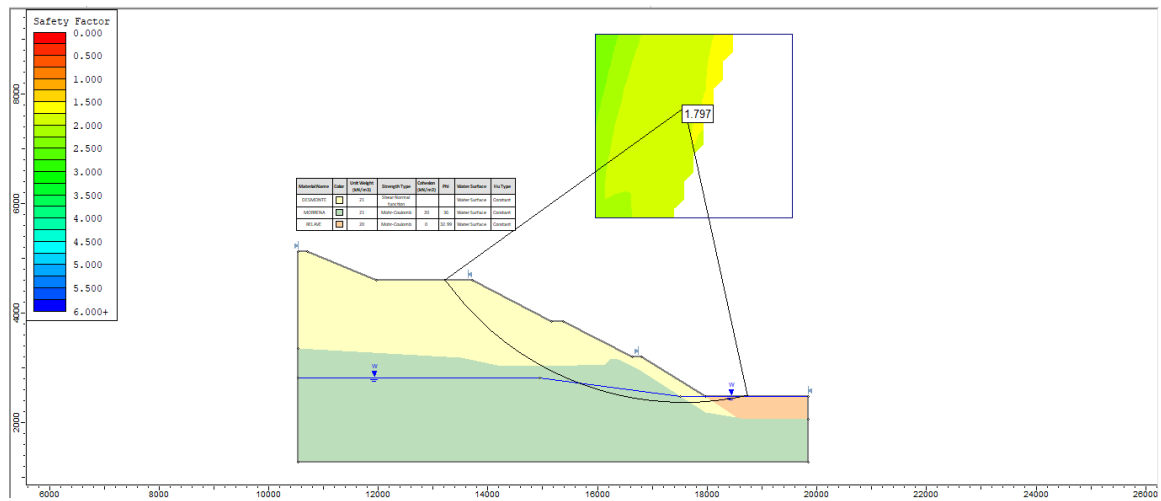
Nota. De la Figura N° 73, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.396, por encima del mínimo establecido 1.1.

9.1.2 Analizando la desmontera con Leps

9.1.2.1 Sector 1: Progresiva 0 + 500

Figura N° 74

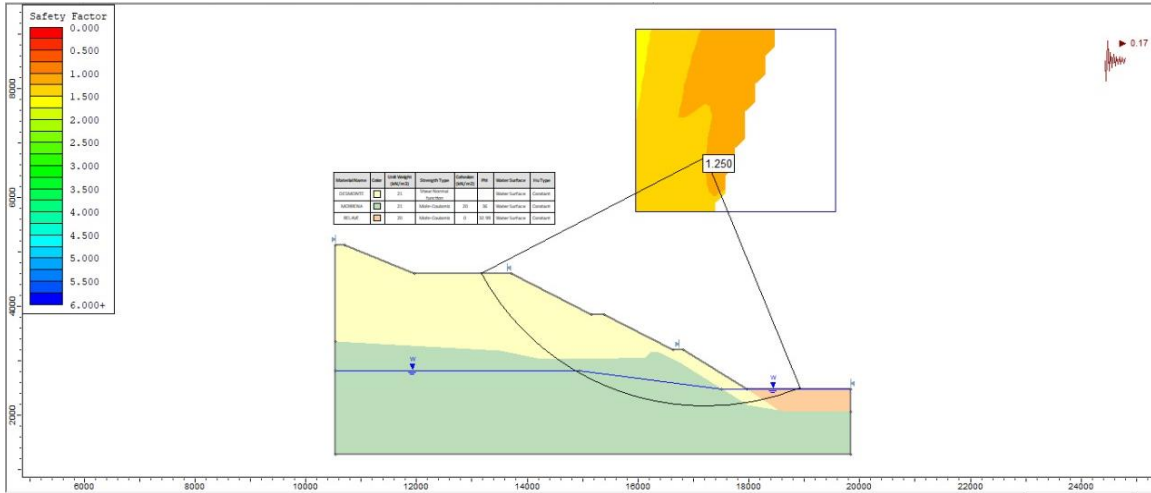
Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 74, realizando el análisis estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.797, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 75

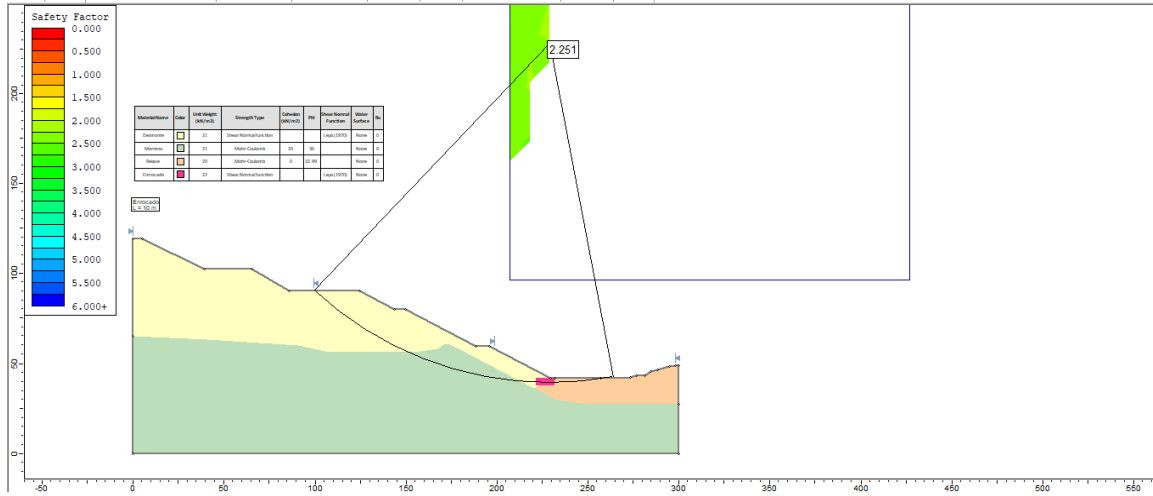
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 75, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (F_s) de 1.250, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 76

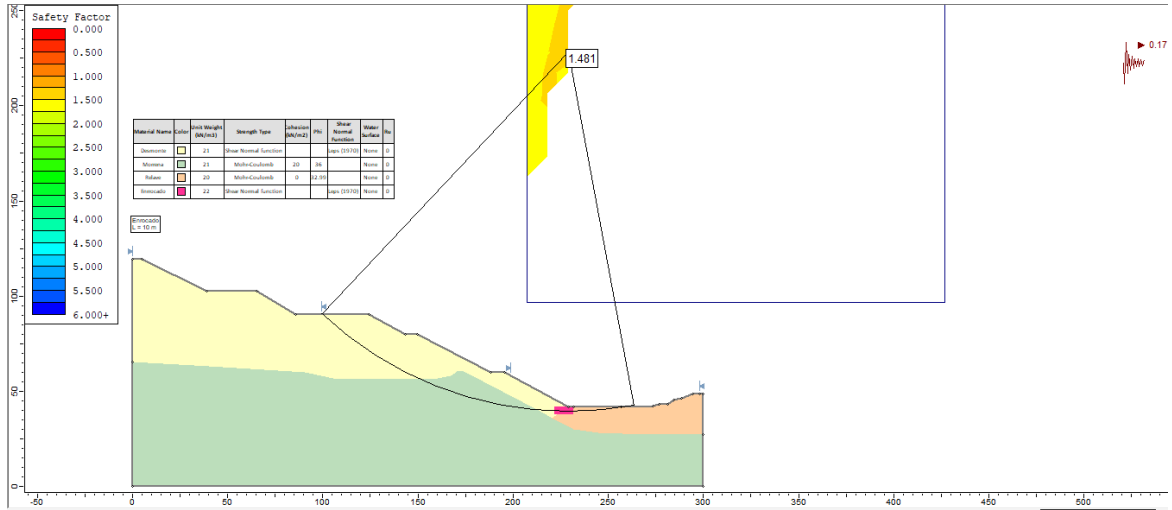
Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 76, realizando el análisis estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 2.251, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 77

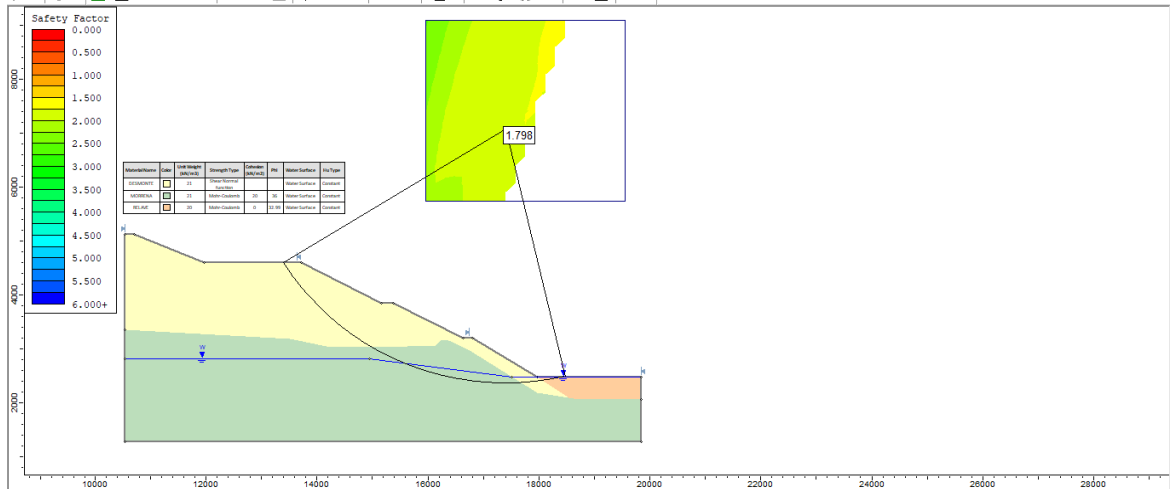
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 77, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.481, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 78

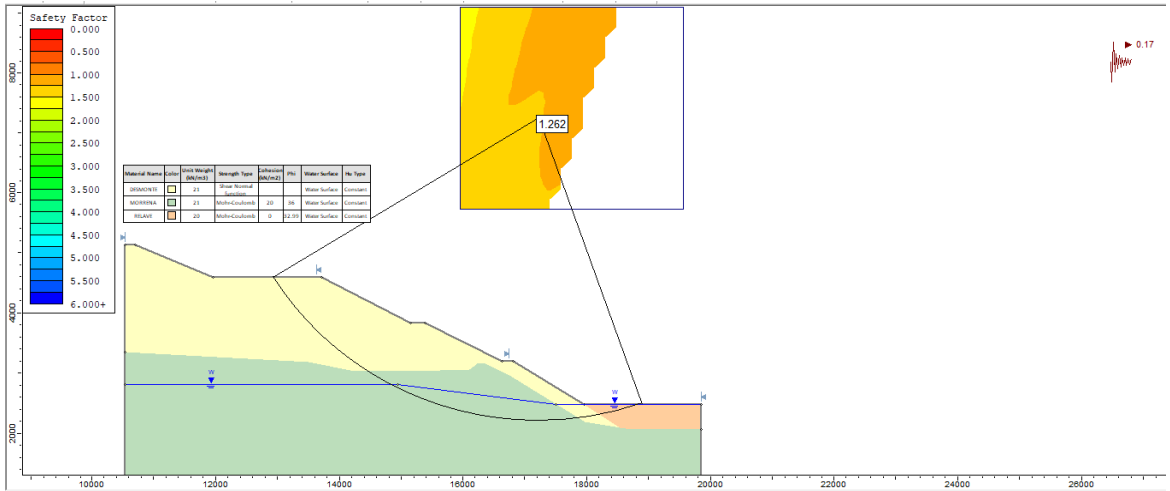
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 78, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (F_s) de 1.798, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 79

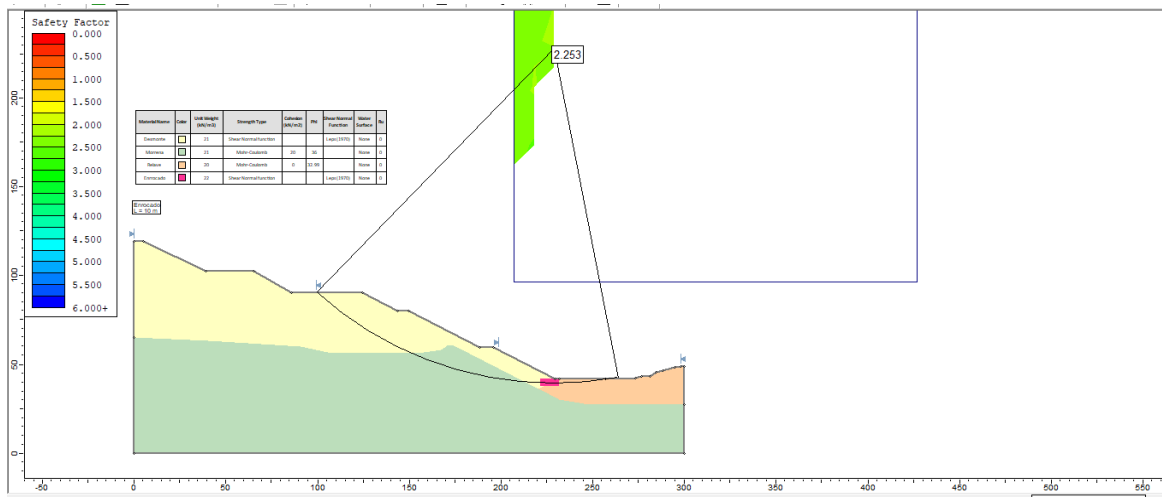
Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 79, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.262, ligeramente por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 80

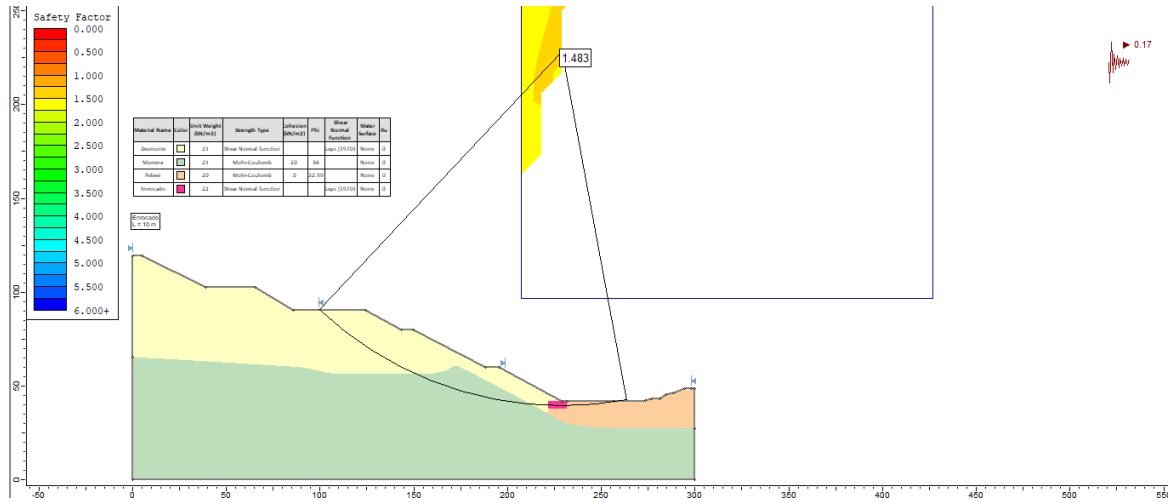
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 80, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 2.253, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 81

Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado

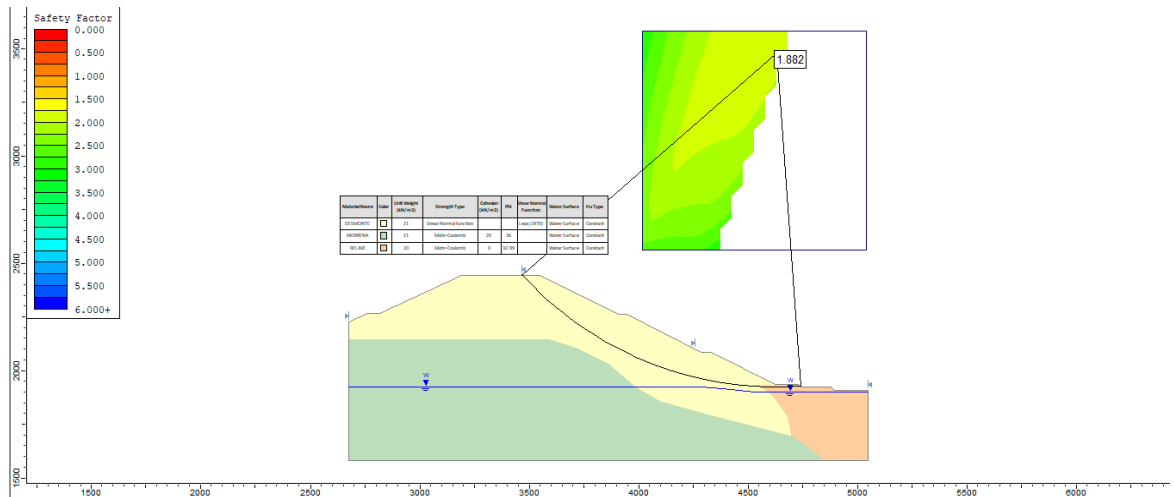


Nota. De la Figura N° 81, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.483, por encima del mínimo establecido 1.1.

9.1.2.2 Sector 3: Progresiva 1 + 120

Figura N° 82

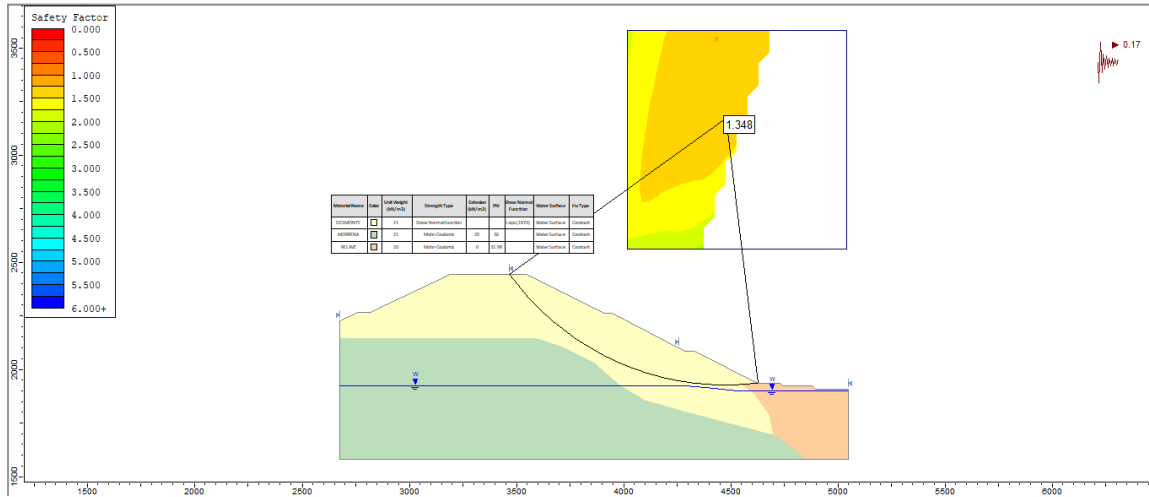
Método de Spencer Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 82, realizando el análisis estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.882, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 83

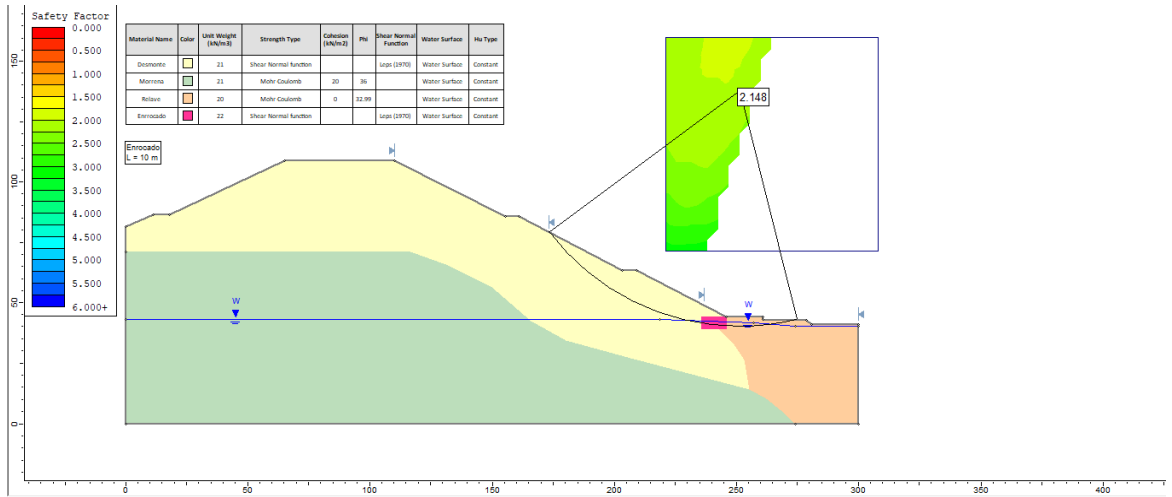
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 83, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer sin el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.348, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 84

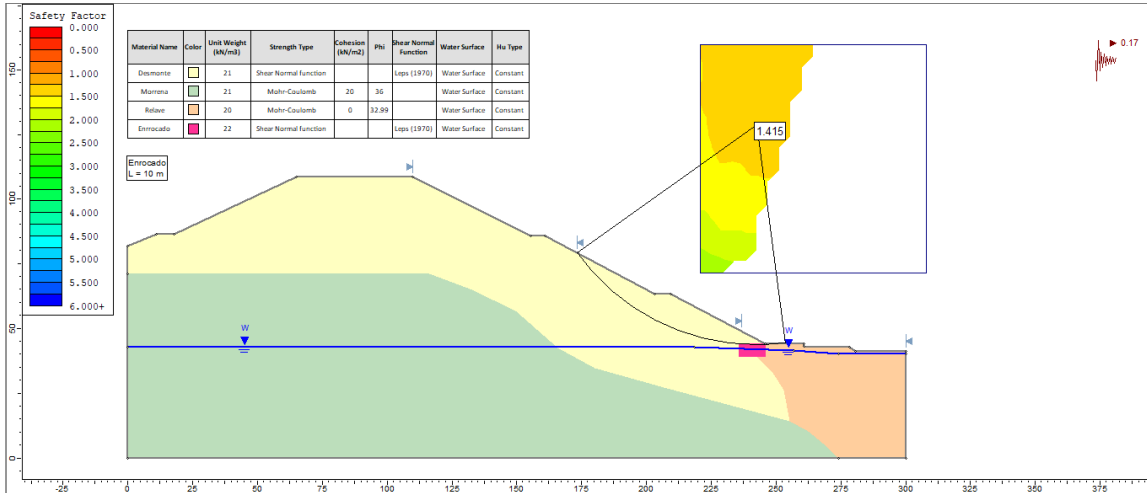
Método de Spencer Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 84, realizando el análisis estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 2.148, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 85

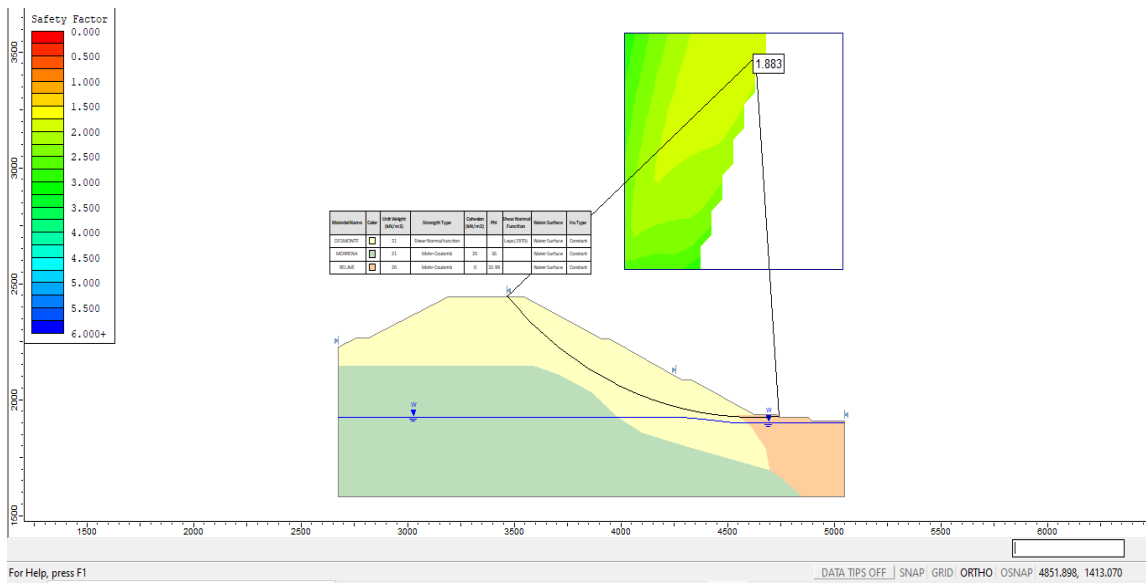
Método de Spencer Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 85, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Spencer con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.415, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 86

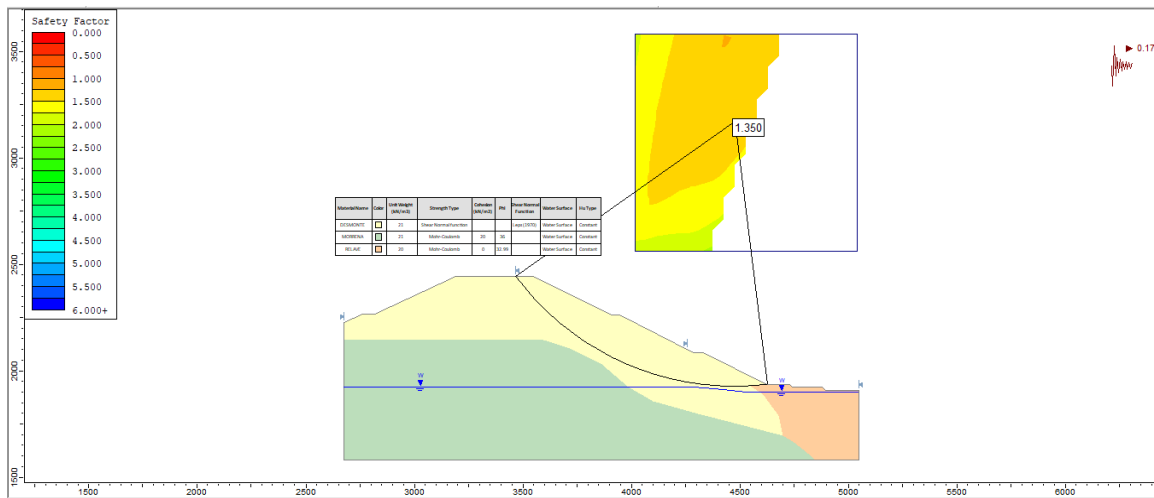
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 86, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.883, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 87

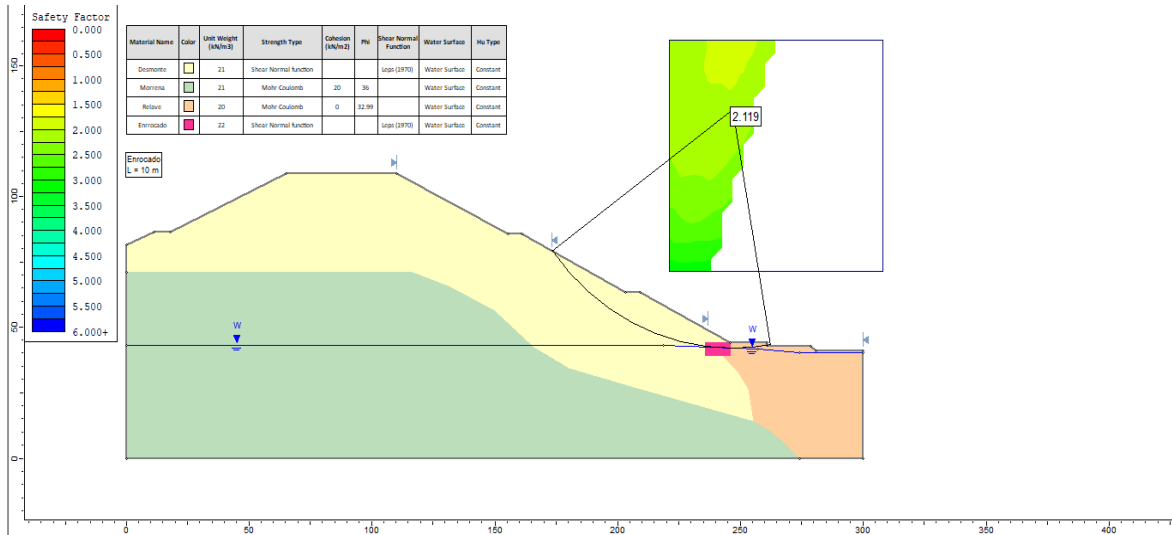
Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático sin Enrocado



Nota. De la Figura N° 87, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price sin el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.350, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 88

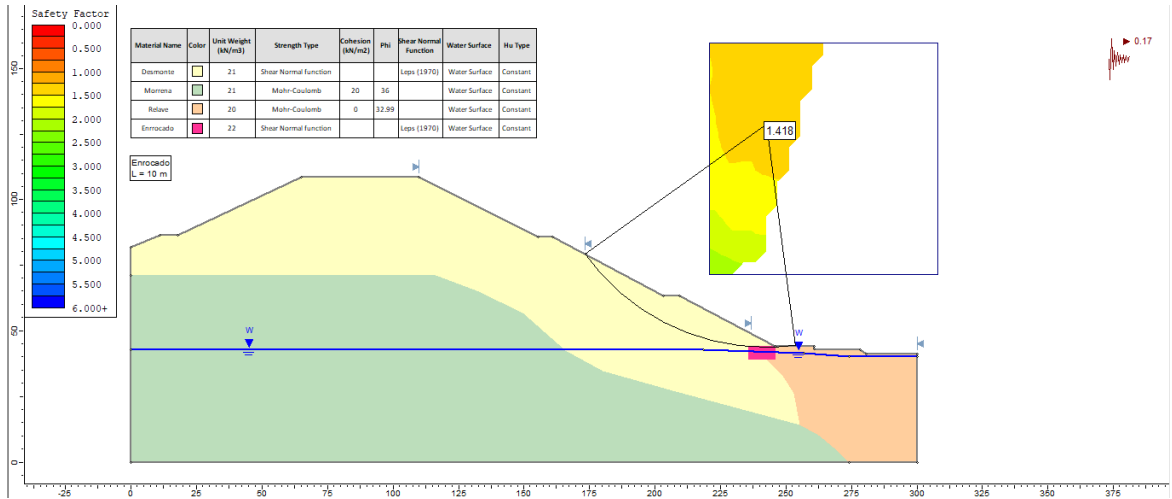
Método de Morgenstern-Price Análisis Estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 88, realizando el análisis estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 2.190, por encima del mínimo establecido 1.5.

Figura N° 89

Método de Morgenstern-Price Análisis Pseudo - estático con Enrocado



Nota. De la Figura N° 89, realizando el análisis pseudo - estático por el método de Morgenstern-Price con el hincado de rocas se obtiene un óptimo factor de seguridad (Fs) de 1.418, por encima del mínimo establecido 1.1.

9.2 Análisis de Estabilidad de Taludes y Deformaciones con el Software Plaxis 2D

9.2.1 Sector 1: 0 + 500

Figura N° 90

Análisis Pseudo - estático del talud de la desmontera con hincado de rocas por el método de elementos finitos

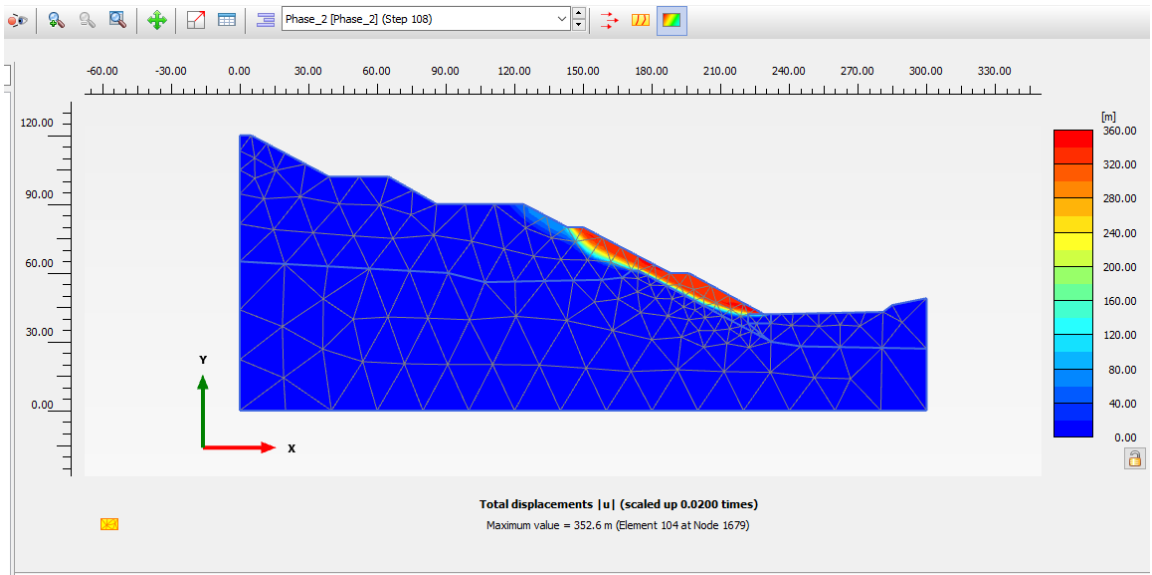
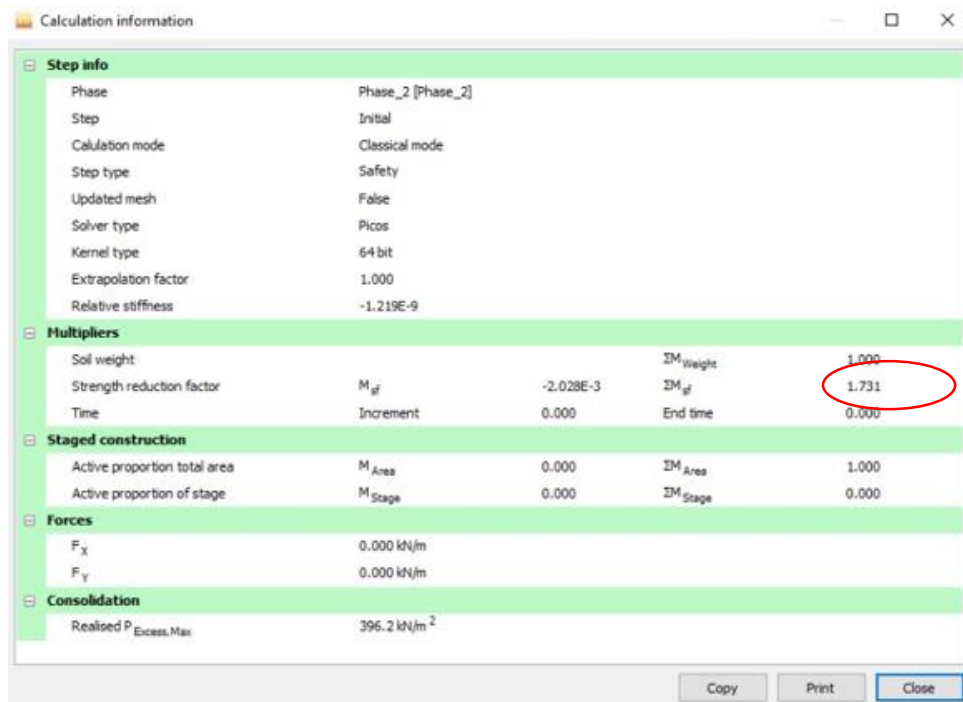


Figura N° 91

Resultado del Factor de Seguridad



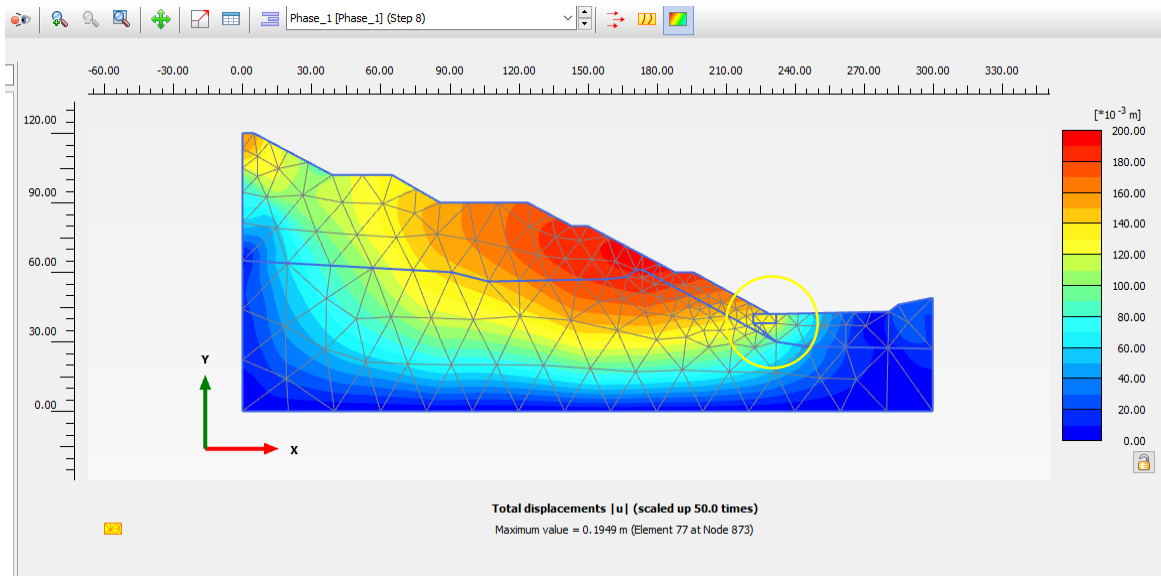
The screenshot shows a software window titled "Calculation information" with several expandable sections. The "Multipliers" section is expanded, showing a table of parameters. The value 1.731 is circled in red.

Step info				
Phase	Phase_2 [Phase_2]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1.000			
Relative stiffness	-1.219E-9			
Multipliers				
Soil weight			IM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	-2.028E-3	IM _{sf}	1.731
Time	Increment	0.000	End time	0.000
Staged construction				
Active proportion total area	M _{Area}	0.000	IM _{Area}	1.000
Active proportion of stage	M _{Stage}	0.000	IM _{Stage}	0.000
Forces				
F _x	0.000 kN/m			
F _y	0.000 kN/m			
Consolidation				
Realised P _{Excess,Max}	396.2 kN/m ²			

Nota. De la Figura N° 90 y 91, realizando el análisis de estabilidad de taludes con el hincado de rocas por el modelo constitutivo Mohr Coulomb se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.731, por encima del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 92

Análisis de deformación del talud



Nota. De acuerdo a la Figura N° 92, se muestra un asentamiento por debajo del enrocado de -2.00 cm.

9.2.2 Sector 3: 1 + 120

Figura N° 93

Análisis Pseudo - estático del talud de la desmontera con hincado de rocas por el método de elementos finitos

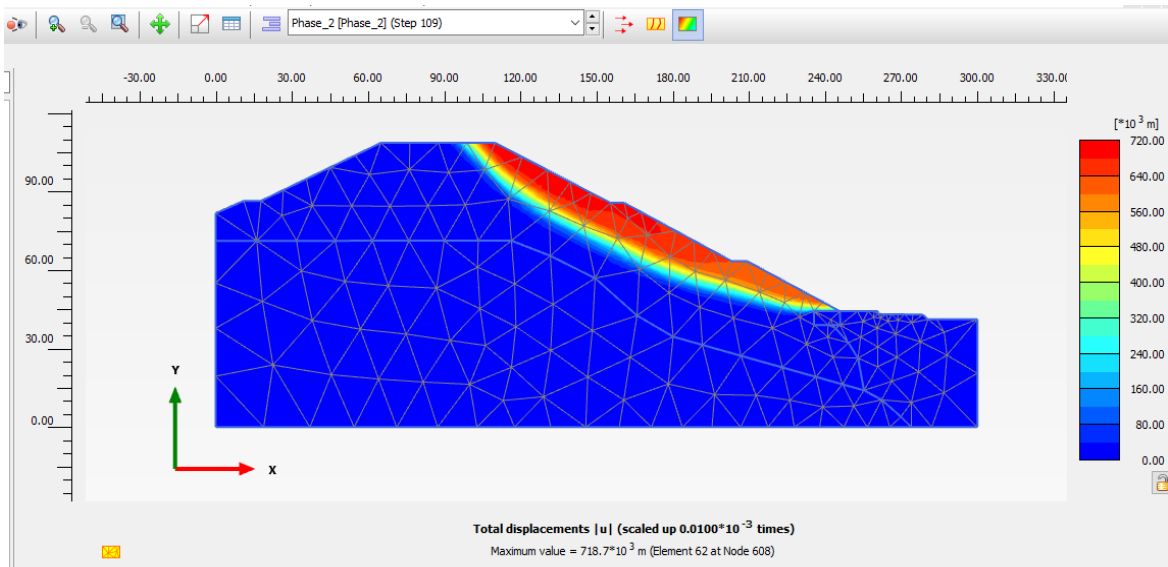
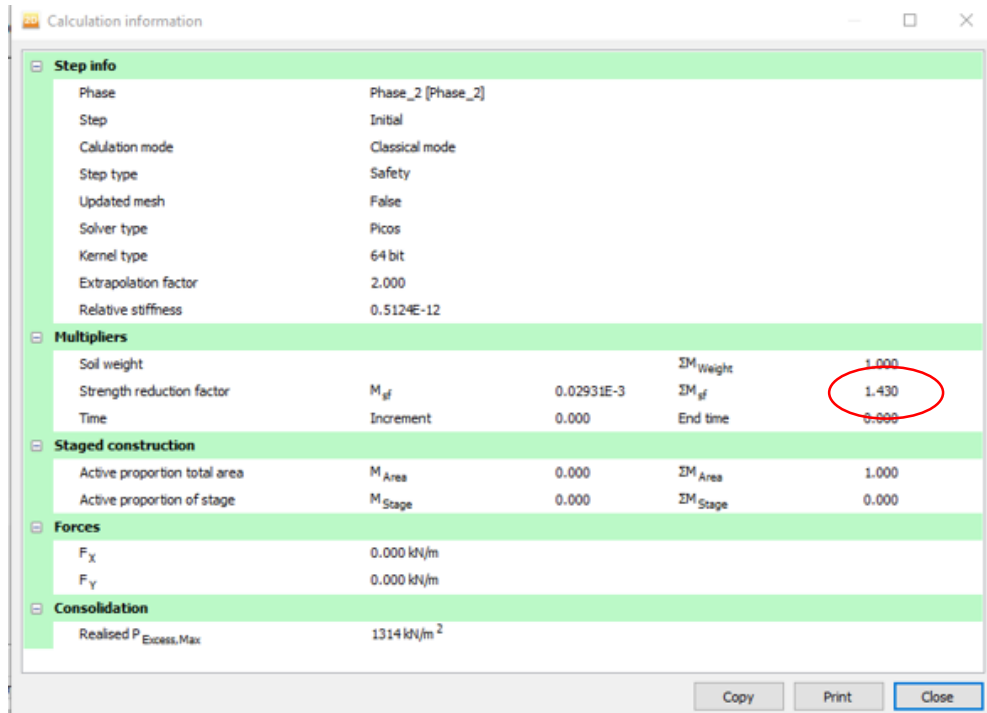


Figura N° 94

Resultado del Factor de Seguridad de la figura anterior



The screenshot shows a software window titled "Calculation information" with several sections. The "Multipliers" section contains a table with the following data:

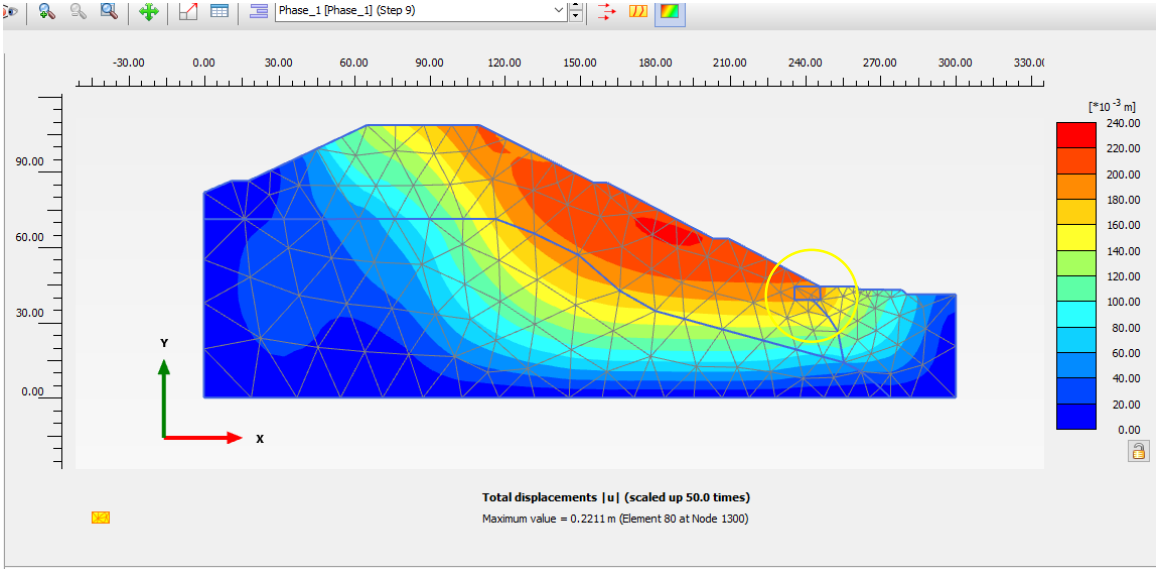
Parameter	Value	ΣM	Value
Soil weight		ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.02931E-3	ΣM _{sf} 1.430
Time	Increment	0.000	End time 0.000

The value 1.430 is circled in red. Other sections include "Step info", "Staged construction", "Forces", and "Consolidation".

Nota. De la Figura N° 93 y 94, realizando el análisis de estabilidad de taludes con el hincado de rocas por el modelo constitutivo Mohr Coulomb se obtiene un factor de seguridad (Fs) de 1.430, por debajo del mínimo establecido 1.1.

Figura N° 95

Análisis de deformación del talud



Nota. De acuerdo a la Figura N° 95, se muestra un asentamiento mínimo por debajo del enrocado de -2.00 cm.

ANEXO II: Relación entre variables

Tabla N° 21*Operacionalización de Variables e indicadores*

VARIABLES INDEPENDIENTES			
VARIABLES	DEFINICIÓN	INDICADOR	MEDICIÓN
Diseño del Hincado de Rocas	Diseño empírico, que disminuye el asentamiento y mejora la resistencia al corte.	Dimensiones de la roca	Metros Lineales (ml)
VARIABLES SECUNDARIAS			
Factor de seguridad	Valor adimensional que me da al realizar un análisis de estabilidad de taludes estático y pseudo-estático.	Norma E.050	Adimensional
Deformación	Es un valor numérico que me da al realizar un análisis de deformaciones	Módulo de Young, Coeficiente de Poisson.	Metros
Caracterización geotécnica	Son parámetros geotécnicos que han sido hallados mediante ensayos de campo y laboratorio.	Capacidad admisible, peso específico, cohesión y ángulo de fricción del suelo.	Numérico
Elementos Finitos	Es un método numérico mediante ecuaciones y modelos geométricos.	Desplazamiento, deformación y tensión.	Numérico

VARIABLES DEPENDIENTES			
VARIABLES	DEFINICIÓN	INDICADOR	MEDICIÓN
Mejoramiento del suelo en la desmontera de mina Excélsior	Son suelos licuables que se encuentran con relaves mineros en el pie de un talud de desmontes de minas.	Volumen, área, distancia	Metros cúbicos (m3), metros cuadrados (m2), metros lineales(ml).
VARIABLES SECUNDARIAS			
Dimensión de las rocas	Valor en metros lineales, como el diámetro y espesor.	Diámetro y profundidad	Metro (m)
Desmontera de mina	Son estructuras masivas de material estéril o con un contenido mineral muy bajo producto de las operaciones de explotación minera a tajo abierto.	Factor de seguridad	Adimensional
Estabilidad del 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.	Factor de seguridad	Adimensional

Fuente: Elaboración propia

ANEXO III: Matriz de consistencia

Tabla N° 22

Matriz de consistencia

	PREGUNTAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN
ESPECIFICAS	¿Cuál es el factor de seguridad estático y dinámico sin el diseño del hincado de rocas y con el diseño del hincado de rocas de la desmontera de mina Excélsior?	Determinar el factor de seguridad estático y dinámico sin el diseño del hincado de rocas y con el diseño del hincado de rocas de la desmontera de mina Excélsior.	El factor de seguridad será admisible con el diseño del hincado de rocas para el mejoramiento del suelo y estabilidad de la desmontera Excélsior.	Descriptiva Cuantitativa
	¿Cuáles son las deformaciones presentadas en el talud de la desmontera de mina Excélsior?	Analizar las deformaciones presentadas en el talud de la desmontera de mina Excélsior	Las deformaciones serán mínimas con el diseño del hincado de rocas en la desmontera de mina Excélsior.	
	¿Cuál es la característica geotécnica de la desmontera de mina Excélsior?	Caracterizar geotécnicamente el talud de la desmontera de mina Excélsior.	La caracterización geotécnica ayudará a determinar la estabilidad del talud en la desmontera de mina Excélsior. El método por elementos finitos	
	¿Qué método para la estabilidad del talud de la desmontera de mina Excélsior es más convencional?	Determinar que método es más convencional para nuestro análisis del talud de la desmontera de mina Excélsior.	será más convencional para el mejoramiento del suelo de la estabilidad de la desmontera Excélsior.	

Fuente: Elaboración propia

ANEXO IV: Ensayos de Suelos en Campo y Laboratorio



Foto N° 1 y 2: Ubicación del sondaje S-1 se presentan terreno de cultivo consistentes en arenas limosas y limos inorgánicos, de alta plasticidad, con gravas angulosas de tamaño máximo 2½", en estado semicompacto, con un número de golpes del SPT N=11-23, en un espesor de 1.00 m continuando hasta la profundidad de 2.45 m con arenas arcillosas, de mediana plasticidad, color marrón, húmeda, con gravas angulosas, de tamaño máximo de 1"- 2", en estado semicompacto; entre la profundidad de 2.45 – 3.00 m se presentan gravas angulosas con matriz arena arcillosa, de baja plasticidad, color beige, con gravas de ¾" – 1½" en un 10 – 15% y tamaño máximo 3", en estado semicompacto; luego se presenta arcillas arenosas, de mediana plasticidad, color marrón, húmeda a saturada, en estado semicompacto a compacto de acuerdo al número de golpes del SPT N=6 – 52, con un espesor de 4.00 m, continuando hasta la profundidad de 9.45 m con arenas arcillosas, de baja plasticidad, color beige, con gravas angulosas de tamaño máximo de 1"-1½" aisladas, en estado compacto, con un número de golpes del SPT N= 45 – 79, subyaciendo hasta la profundidad explorada de 12.90m con la auscultación dinámica Cono Peck el número de golpes comprendido entre Cn=37 – 53, presentando el subsuelo en estado semicompacto a compacto. Se presenta filtraciones a la profundidad de 2.90 m.



Foto N° 3 y 4: Vista del sondaje S-1, se aprecia la muestra extraída del ensayo SPT -7

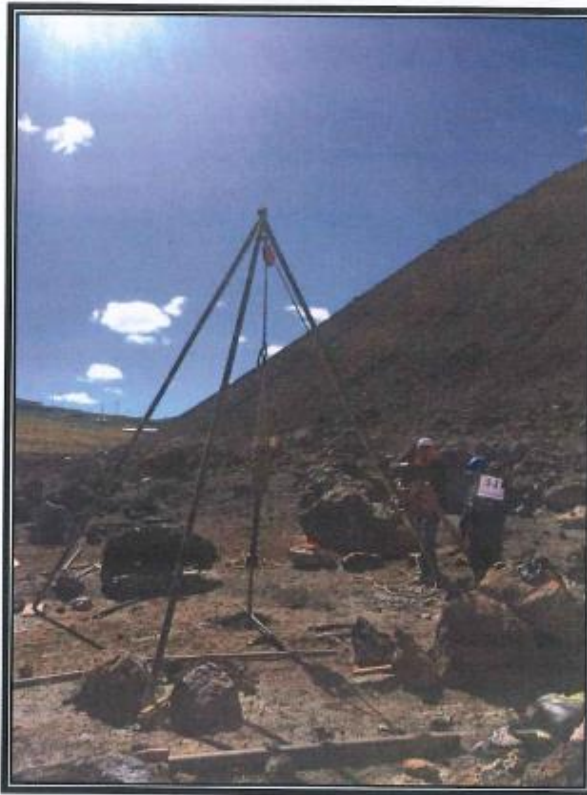


Foto N° 5 y 6: Ubicación del sondaje S-2 se presenta superficialmente material de préstamo consistente en arenas limosas, con gravas angulosas de 1" aisladas, color amarillento, con un espesor de 0.40 m, continuando hasta la profundidad de 1.45 m con arcillas limosas, de baja plasticidad, húmeda, en estado blando, con un número de golpes del SPT N=2; entre la profundidad de 1.45 – 3.45 m se presenta limos arenosos de grano fino, no plástico a ligeramente plástico, color plumizo, saturado, en estado suelto a semicompacto con número de golpes del SPT N=8-18, luego se presentan arenas limosas, de grano fino, no plástica, color plumizo, saturado, en estado semicompacto a compacto, con número de golpes del SPT N= 20 - 59, en un espesor de 5.00 m, subyaciendo hasta la profundidad de 12.05 m con la auscultación dinámica Cono Peck, el número de golpes comprendido entre Cn=33-108, presentándose el subsuelo en estado semicompacto a compacto.

El nivel freático se presenta a la profundidad de 1.80 m.



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Construcción - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

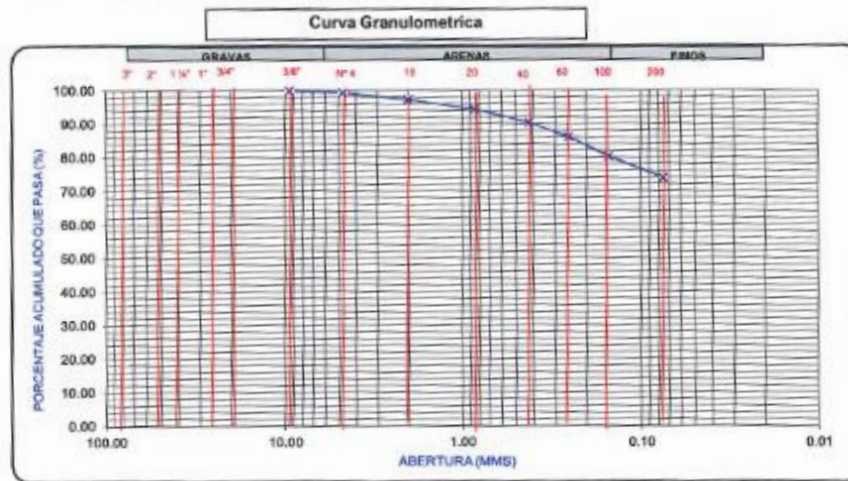
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-1**
 Profundidad (m.): **0.20 - 1.00**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.38
Nº 10	2.000	97.25
Nº 20	0.850	94.42
Nº 40	0.420	90.35
Nº 60	0.250	86.09
Nº 100	0.150	80.25
Nº 200	0.075	73.67

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	64.90
Límite Plástico (%)	33.24
Índice Plástico	21.66
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	48.67
Clasificación SUCS ASTM D-2487	MH



CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770

Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3870 - 99065-3884



INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

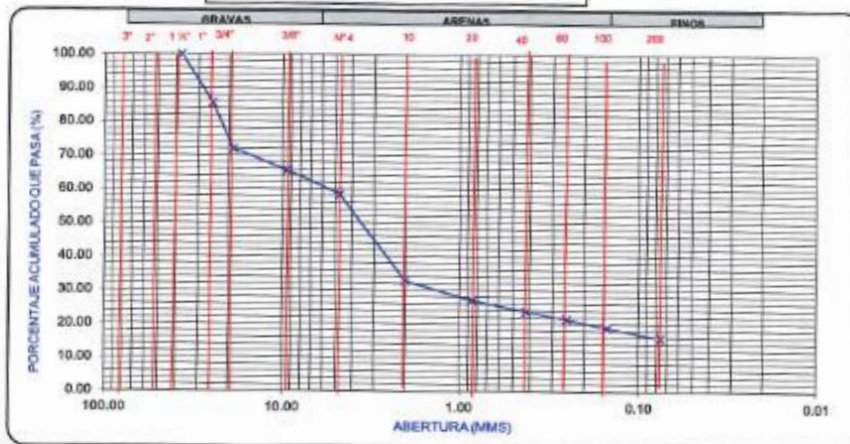
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: S-1
 Profundidad (m): 1.45 - 2.00

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	100.00
1"	25.000	85.74
3/4"	19.000	71.90
3/8"	9.500	65.62
Nº 4	4.750	58.46
Nº 10	2.000	32.83
Nº 20	0.850	27.06
Nº 40	0.420	23.81
Nº 60	0.250	21.54
Nº 100	0.150	18.94
Nº 200	0.075	15.85

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Limite Líquido (%)	28.40
Limite Plástico (%)	16.71
Índice Plástico	11.69
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	7.14
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SC

Curva Granulométrica





CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Orientaciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

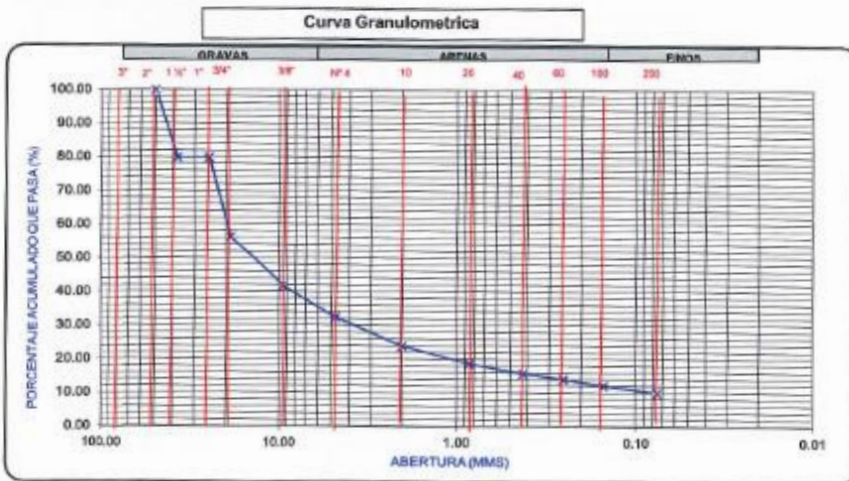
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: S-1
Profundidad (m.): 2.45 - 3.00

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	100.00
1 1/2"	37.375	79.90
1"	25.000	79.90
3/4"	19.000	56.21
3/8"	9.500	41.76
Nº 4	4.750	32.51
Nº 10	2.000	23.85
Nº 20	0.850	18.66
Nº 40	0.420	15.83
Nº 60	0.250	14.02
Nº 100	0.150	12.14
Nº 200	0.075	10.00

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	24.70
Límite Plástico (%)	17.81
Índice Plástico	6.89
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	5.46
Clasificación SUCS ASTM D-2487	GP-GC



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1746 - (01) 381-3970 - 99065-3856
CESAR AUGUSTO ATALABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Cementos - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

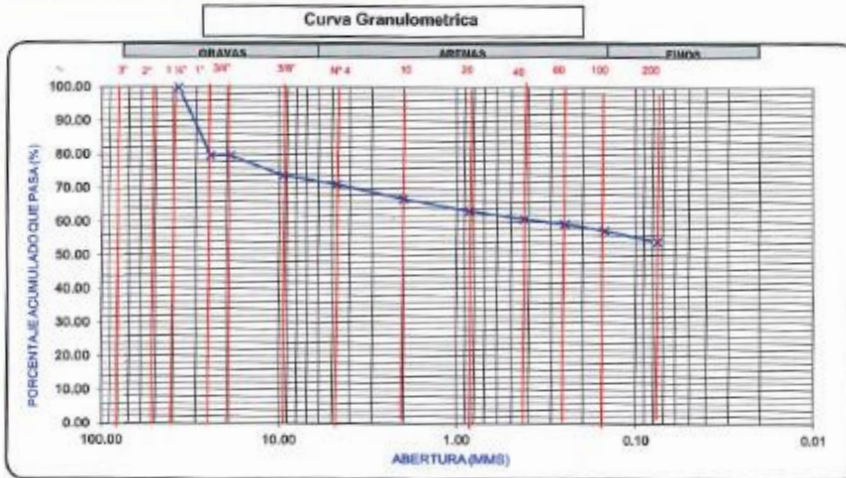
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-1**
Profundidad (m.): **3.00 - 3.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	100.00
1"	25.000	79.78
3/4"	19.000	79.78
3/8"	9.500	73.79
Nº 4	4.750	71.28
Nº 10	2.000	66.80
Nº 20	0.850	63.32
Nº 40	0.420	60.96
Nº 60	0.250	59.41
Nº 100	0.150	57.48
Nº 200	0.075	54.20

Límite Líquido (%)	36.30
Límite Plástico (%)	20.88
Índice Plástico	15.42
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	20.27
Clasificación SUCS ASTM D-2487	CL



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99966-3884

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Construcciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
UBICACIÓN: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
FECHA: **OCTUBRE, 2018**

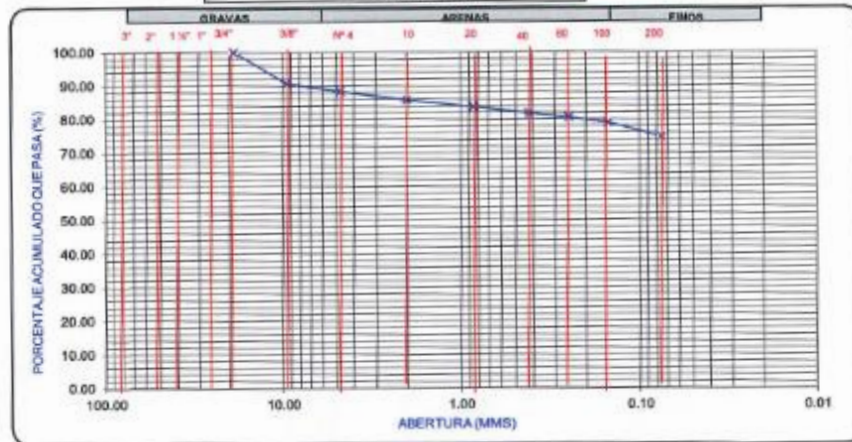
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-1**
Profundidad (m.): **5.00 - 5.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	90.65
Nº 4	4.750	88.34
Nº 10	2.000	85.82
Nº 20	0.850	83.82
Nº 40	0.420	81.89
Nº 60	0.250	80.62
Nº 100	0.150	78.99
Nº 200	0.075	74.83

Límite Líquido (%)	34.50
Límite Plástico (%)	20.14
Índice Plástico	14.36
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	25.40
Clasificación SUCS ASTM D-2487	CL

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALAABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Cementaciones - Proyectos Consultivos
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

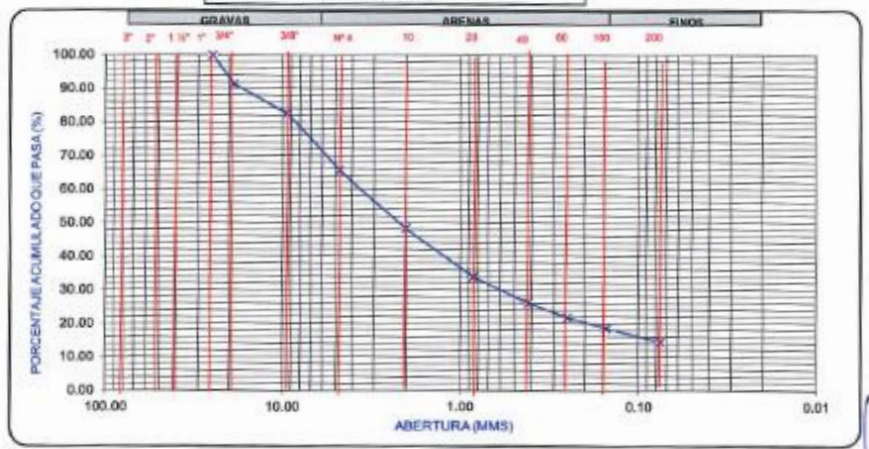
Exploración: **S-1**
 Profundidad (m.): **7.00 - 7.45**

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	100.00
3/4"	19.000	91.41
3/8"	9.500	82.59
Nº 4	4.750	65.62
Nº 10	2.000	48.40
Nº 20	0.850	33.94
Nº 40	0.420	26.19
Nº 60	0.250	21.67
Nº 100	0.150	18.60
Nº 200	0.075	14.53

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	22.20
Límite Plástico (%)	14.19
Índice Plástico	8.01
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	9.15
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SC

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-388 **ESAR AUGUSTO ATALA ABAD**
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Consultaciones - Proyectos Consultiva
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

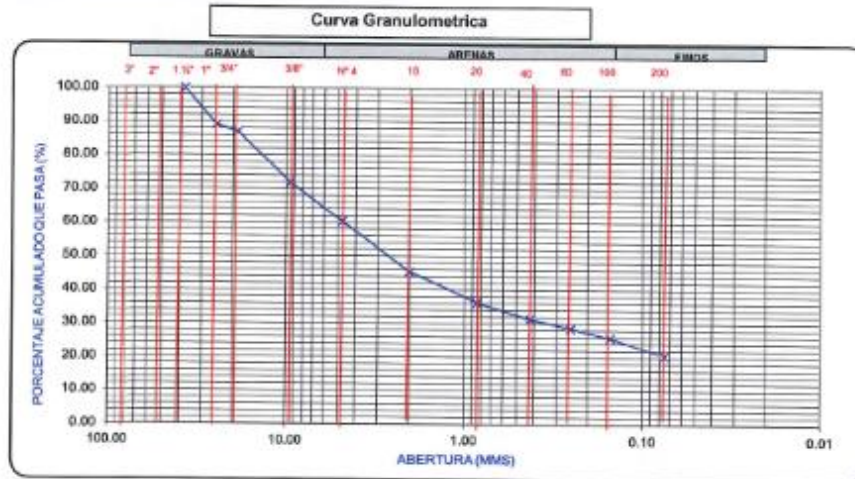
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-1**
 Profundidad (m.): **8.45 - 9.00**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	100.00
1"	25.000	89.13
3/4"	19.000	87.04
3/8"	9.500	71.85
Nº 4	4.750	60.31
Nº 10	2.000	45.43
Nº 20	0.850	36.22
Nº 40	0.420	31.40
Nº 60	0.250	28.67
Nº 100	0.150	25.85
Nº 200	0.075	20.55

Limite Líquido (%)	23.70
Limite Plástico (%)	14.29
Indice Plástico	9.41
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	6.50
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SC



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALAABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultorías - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
UBICACIÓN: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

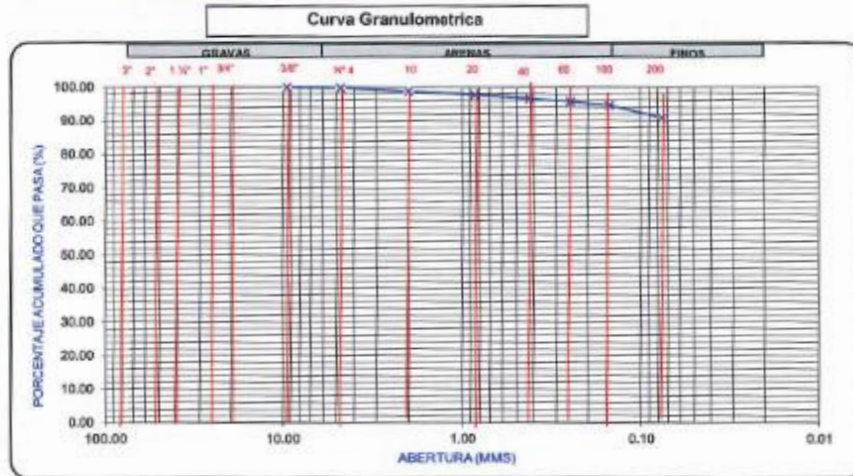
Exploración
Profundidad (m.)

S-2
1.00 - 1.45

MALLA ABERTURA PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
(mm.)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.74
Nº 10	2.000	98.85
Nº 20	0.850	97.82
Nº 40	0.420	96.67
Nº 60	0.250	95.77
Nº 100	0.150	94.62
Nº 200	0.075	90.91

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	16.00
Límite Plástico (%)	11.87
Índice Plástico	4.13
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	18.73
Clasificación SUCS ASTM D-2487	CL



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultaciones - Proyectos Consultivos
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

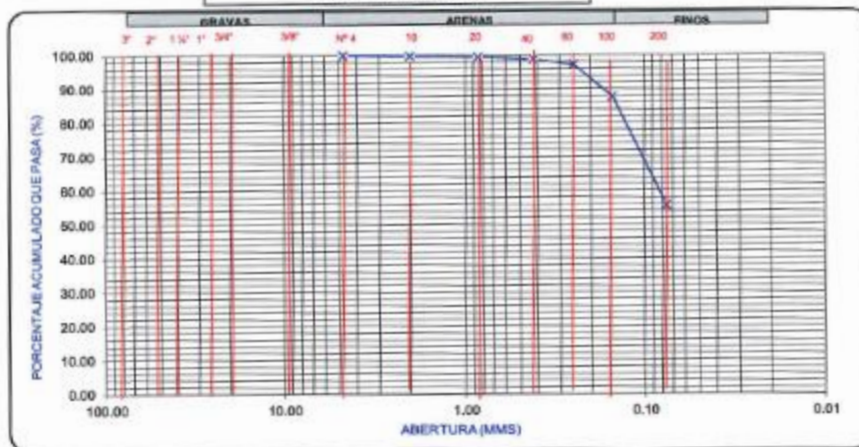
Exploración: **S-2**
Profundidad (m.): **2.00 - 2.45**

MALLA ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.73
Nº 20	0.850	99.46
Nº 40	0.420	98.82
Nº 60	0.250	97.28
Nº 100	0.150	87.84
Nº 200	0.075	55.63

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	16.90
Límite Plástico (%)	13.69
Índice Plástico	3.21
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	15.91
Clasificación SUCS ASTM D-2487	ML

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingenieros - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99865-3884 **CESAR AUGUSTO ATALA,**
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de cimentaciones - Proyectos Geotécnicos
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

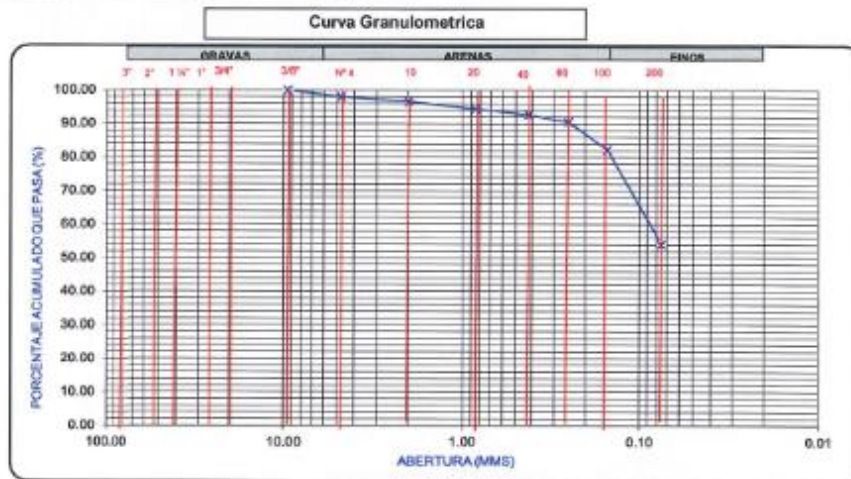
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: S-2
Profundidad (m.): 2.45 - 3.00

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	100.00
2"	50.000	100.00
1 1/2"	37.375	100.00
1"	25.000	100.00
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	98.05
Nº 10	2.000	96.64
Nº 20	0.850	94.49
Nº 40	0.420	92.67
Nº 60	0.250	90.52
Nº 100	0.150	82.38
Nº 200	0.075	54.07

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	16.50
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.50
Clasificación SUCS ASTM D-2487	ML



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.U.R.L.
Ingeniería de Consultorías - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

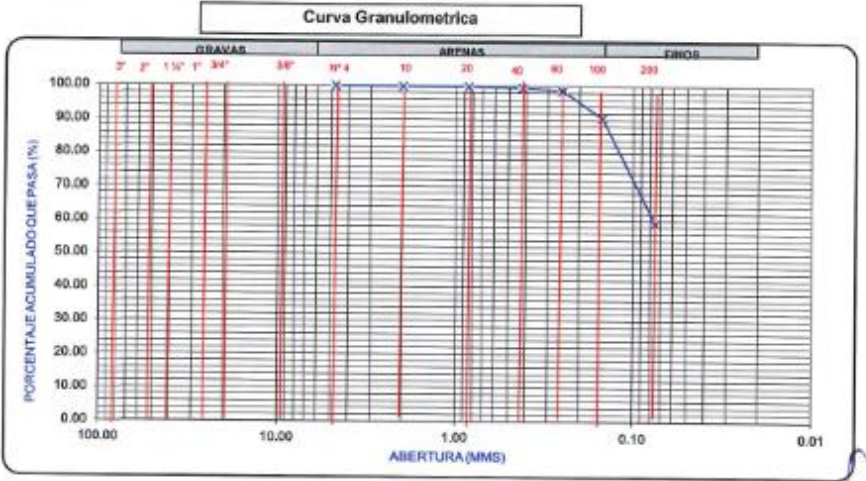
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-2**
Profundidad (m.): **3.00 - 3.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.90
Nº 20	0.850	99.80
Nº 40	0.420	99.59
Nº 60	0.250	98.78
Nº 100	0.150	90.58
Nº 200	0.075	59.14

Límite Líquido (%)	17.00
Límite Plástico (%)	13.72
Índice Plástico	3.28
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	14.57
Clasificación SUCS ASTM D-2487	ML



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3654

(Signature)
CESAR AUGUSTO ATALA AB
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Construcción - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

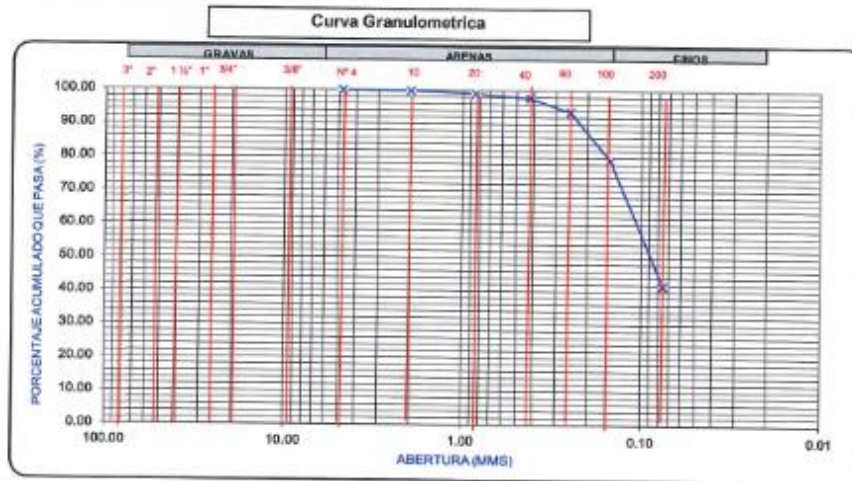
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-2**
 Profundidad (m.): **4.00 - 4.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.73
Nº 20	0.850	99.08
Nº 40	0.420	97.71
Nº 60	0.250	93.58
Nº 100	0.150	79.19
Nº 200	0.075	41.61

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.70
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	14.24
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1746 - (01) 381-3970 - 99965-3884


CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultorías - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

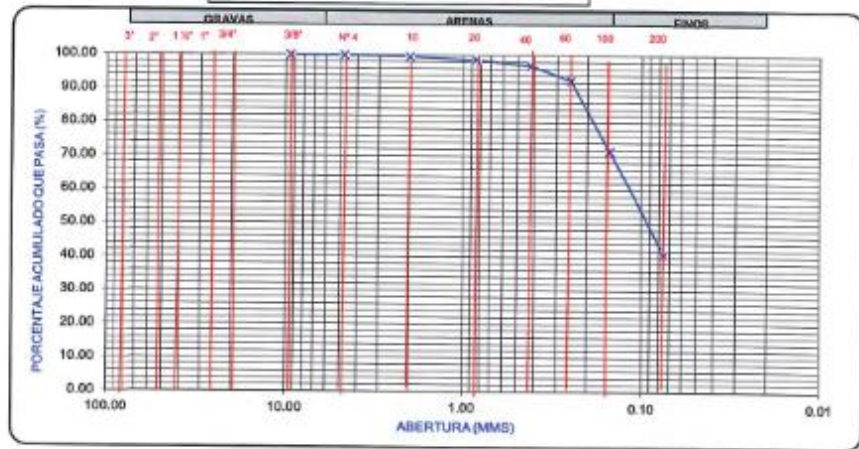
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-2**
Profundidad (m.): **6.00 - 6.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.84
Nº 10	2.000	99.51
Nº 20	0.850	98.70
Nº 40	0.420	96.91
Nº 60	0.250	92.57
Nº 100	0.150	71.54
Nº 200	0.075	40.92

Límites de Consistencia ASTM D-4316	
Límite Líquido (%)	14.80
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.62
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Teletax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 9965-3884


CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Cimentaciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

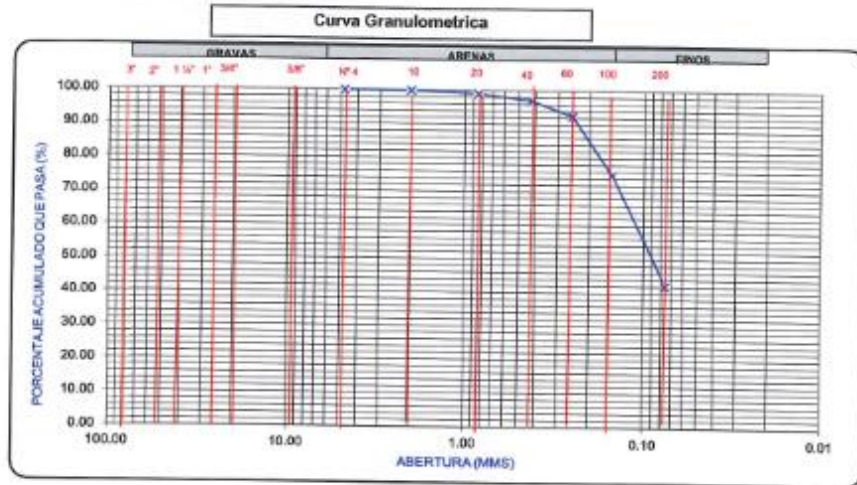
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-2**
Profundidad (m.): **7.00 - 7.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
N° 4	4.750	100.00
N° 10	2.000	99.84
N° 20	0.850	99.09
N° 40	0.420	97.04
N° 60	0.250	92.47
N° 100	0.150	75.08
N° 200	0.075	42.20

Limite Líquido (%)	14.30
Limite Plástico (%)	---
Indice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.58
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

Cesar Augusto Atalabac
CESAR AUGUSTO ATALABAC
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultorías - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

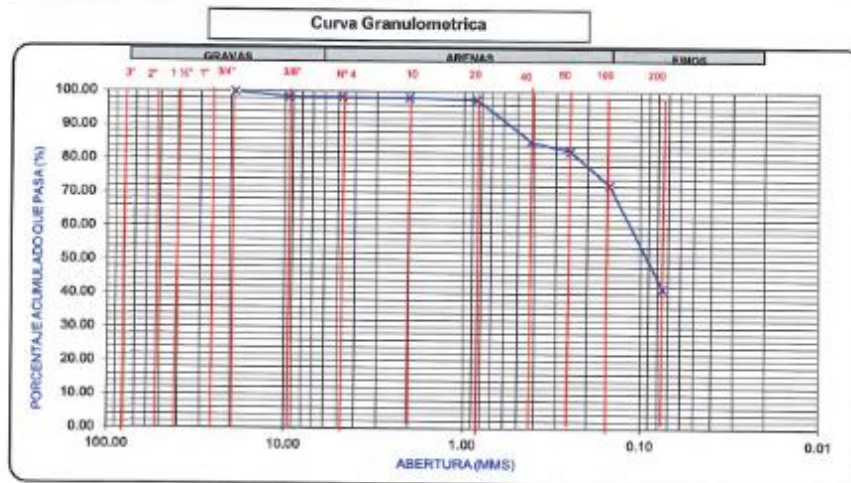
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-3**
Profundidad (m.): **1.00 - 1.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	98.34
Nº 4	4.750	98.34
Nº 10	2.000	98.21
Nº 20	0.850	97.68
Nº 40	0.420	85.24
Nº 60	0.250	82.41
Nº 100	0.150	72.34
Nº 200	0.075	41.66

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.80
Límite Plástico (%)	13.58
Índice Plástico	1.02
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	11.92
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3870 - 9966-3884


CESAR AUGUSTO ATALABA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Cementaciones - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

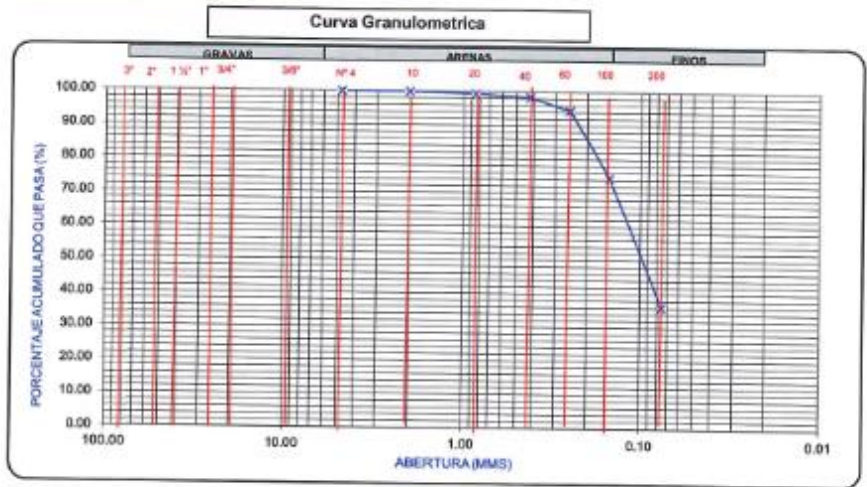
SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
 PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
 UBICACIÓN: **DISTRITO SIMÓN BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
 FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-3**
 Profundidad (m.): **2.00 - 2.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.86
Nº 20	0.850	99.44
Nº 40	0.420	98.32
Nº 60	0.250	94.41
Nº 100	0.150	74.51
Nº 200	0.075	36.17

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	15.60
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	15.67
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3870 - 99965-3884

(Signature)
CESAR AUGUSTO ATALA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultorías - Proyectos Consultivos
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

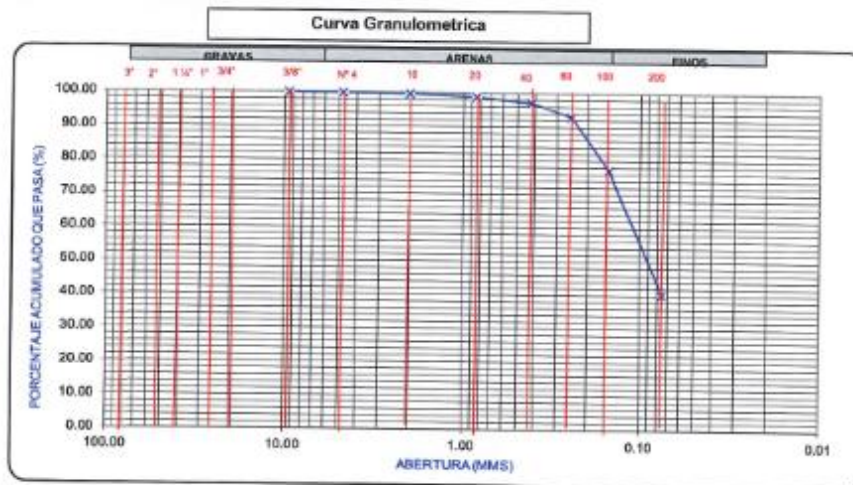
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración **S-3**
Profundidad (m.) **3.00 - 3.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	100.00
2"	50.000	100.00
1 1/2"	37.375	100.00
1"	25.000	100.00
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.86
Nº 10	2.000	99.65
Nº 20	0.850	98.87
Nº 40	0.420	97.11
Nº 60	0.250	93.03
Nº 100	0.150	77.13
Nº 200	0.075	40.39

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.00
Límite Plástico (%)	—
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.48
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3870 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALAA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultaciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

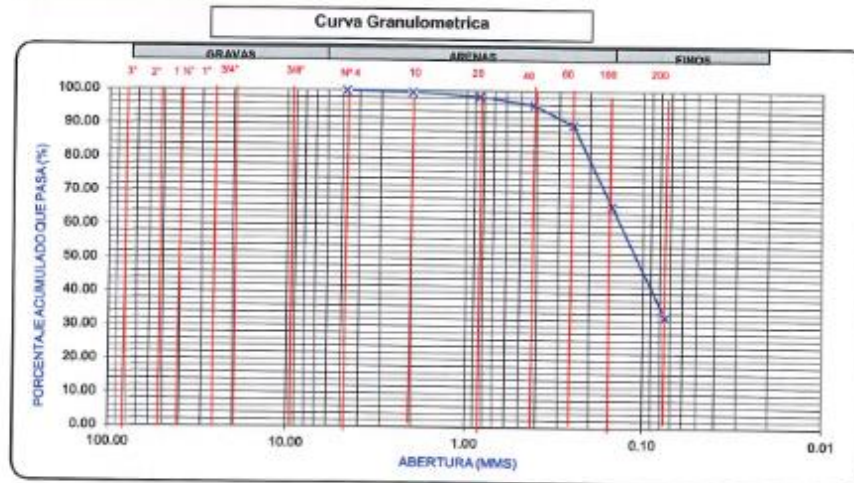
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-3**
Profundidad (m.): **4.00 - 4.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.51
Nº 20	0.850	98.39
Nº 40	0.420	95.91
Nº 60	0.250	89.91
Nº 100	0.150	65.79
Nº 200	0.075	32.94

Límite Líquido (%)	16.00
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.45
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 98965-3884


CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Cementaciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

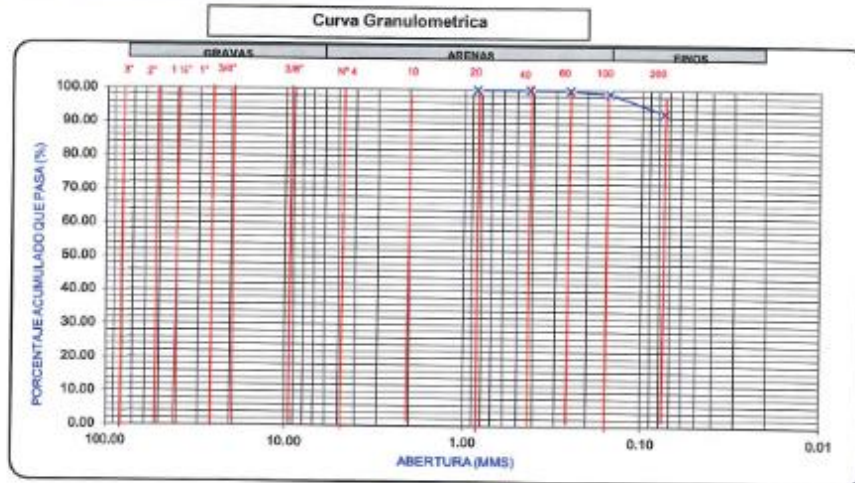
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-3**
Profundidad (m.): **5.00 - 5.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	
Nº 10	2.000	
Nº 20	0.850	100.00
Nº 40	0.420	99.94
Nº 60	0.250	99.81
Nº 100	0.150	99.00
Nº 200	0.075	93.15

Limite Líquido (%)	16.40
Limite Plástico (%)	16.21
Indice Plástico	3.19
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	17.85
Clasificación SUCS ASTM D-2487	ML



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CÉSAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Construcciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
UBICACIÓN: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

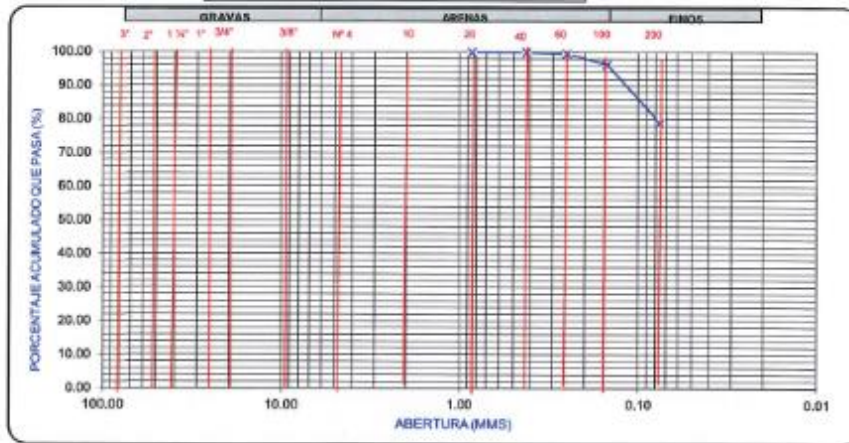
Exploración: **S-3**
Profundidad (m.): **6.00 - 6.45**

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	
Nº 10	2.000	
Nº 20	0.850	100.00
Nº 40	0.420	99.93
Nº 60	0.250	99.52
Nº 100	0.150	96.29
Nº 200	0.075	78.98

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	15.60
Límite Plástico (%)	13.80
Índice Plástico	1.80
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	16.82
Clasificación SUCS ASTM D-2487	ML

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefso : (01) 381-1748 - (01) 381-3870 - 9965-3684

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores I.I.R.L.
Ingeniería de Construcción - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

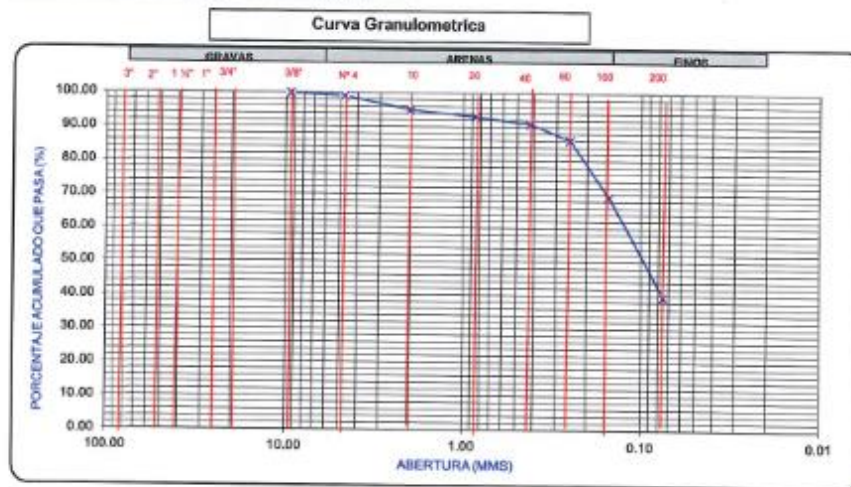
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-3**
Profundidad (m.): **8.00 - 8.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.01
Nº 10	2.000	95.06
Nº 20	0.850	93.07
Nº 40	0.420	90.86
Nº 60	0.250	86.15
Nº 100	0.150	69.27
Nº 200	0.075	39.65

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	16.30
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.55
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telfax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALAABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultación - Proyectos Consultivos
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
UBICACIÓN: **DISTRITO SIMÓN BOLÍVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración
Profundidad (m.)

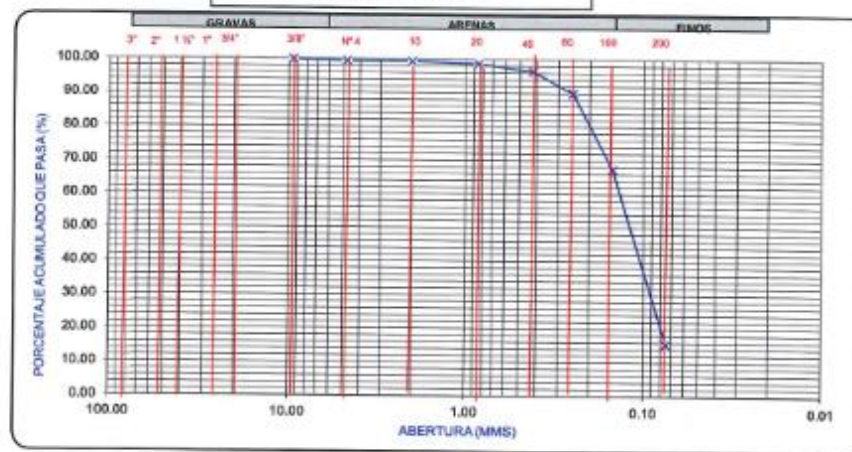
S-4
1.00 - 1.45

MALLA ABERTURA PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
(mm.)


MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	100.00
2"	50.000	100.00
1 1/2"	37.375	100.00
1"	25.000	100.00
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.49
Nº 10	2.000	99.32
Nº 20	0.850	96.76
Nº 40	0.420	96.38
Nº 60	0.250	90.06
Nº 100	0.150	67.40
Nº 200	0.075	15.48

Límite Líquido (%)	15.00
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.87
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99985-3884


CESAR AUGUSTO ATALA ABA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Construcción - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
 PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
 UBICACIÓN: **DISTRITO SIMÓN BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
 FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

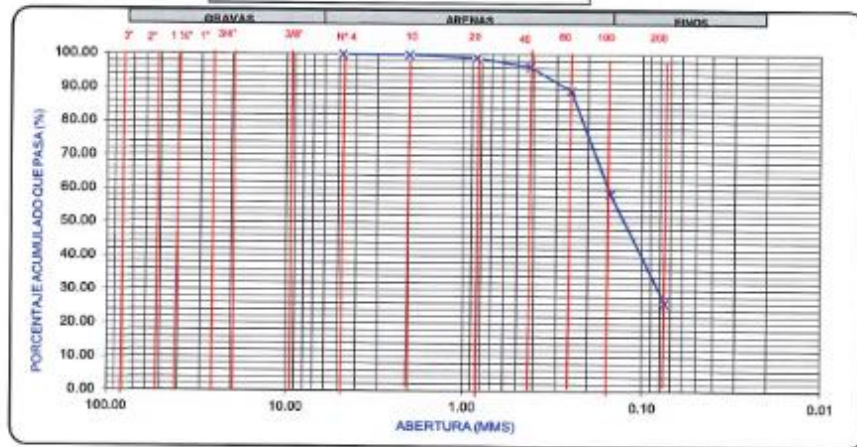
Exploración: **S-4**
 Profundidad (m.): **2.00 - 2.45**

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.78
Nº 20	0.850	96.96
Nº 40	0.420	96.34
Nº 60	0.250	89.28
Nº 100	0.150	58.67
Nº 200	0.075	26.24

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.60
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.58
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Construcción - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
 PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
 UBICACIÓN: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
 FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

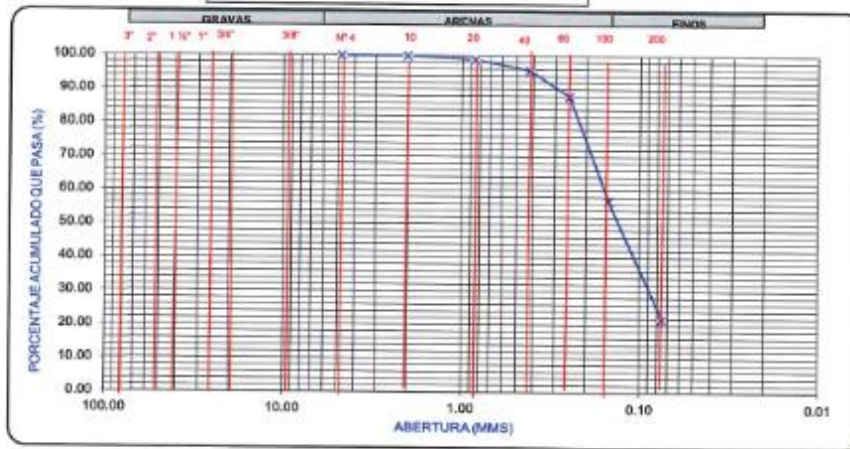
Exploración: **S-4**
 Profundidad (m.): **3.00 - 3.45**

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	100.00
2"	50.000	99.89
1 1/2"	37.375	99.66
1"	25.000	95.66
3/4"	19.000	87.97
3/8"	9.500	56.80
Nº 4	4.750	21.73
Nº 10	2.000	
Nº 20	0.850	
Nº 40	0.420	
Nº 60	0.250	
Nº 100	0.150	
Nº 200	0.075	

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	15.50
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	14.59
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Cementaciones - Proyectos Consultivos
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

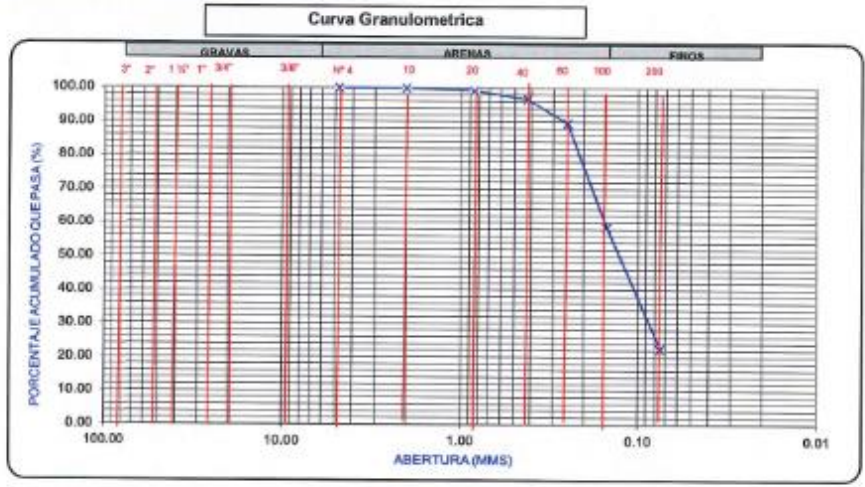
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-4**
 Profundidad (m.): **4.00 - 4.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.84
Nº 20	0.850	99.19
Nº 40	0.420	96.71
Nº 60	0.250	89.50
Nº 100	0.150	58.68
Nº 200	0.075	22.60

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Limite Líquido (%)	16.00
Limite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	14.62
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 98065-3884


CÉSAR AUGUSTO ATALABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Construcciones - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

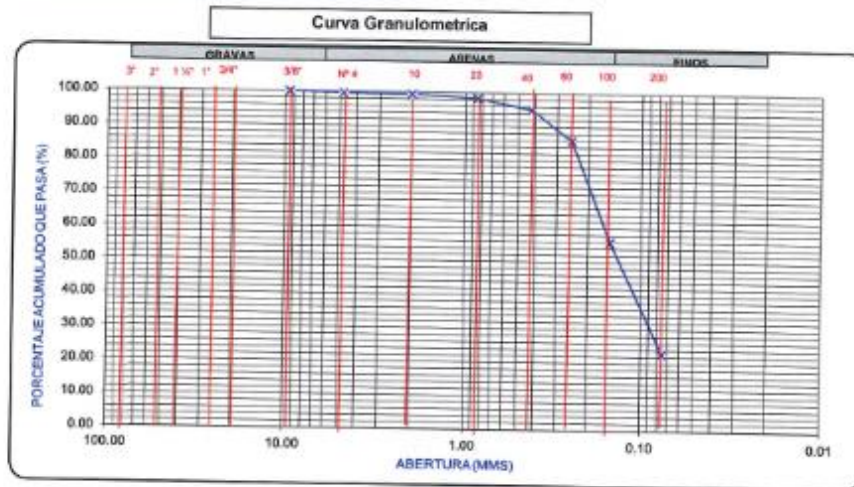
SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
 PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
 UBICACIÓN: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
 FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-4**
 Profundidad (m.): **5.00 - 5.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.63
Nº 10	2.000	99.42
Nº 20	0.850	98.37
Nº 40	0.420	95.10
Nº 60	0.250	88.03
Nº 100	0.150	55.88
Nº 200	0.075	22.68

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	15.00
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.65
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3070 - 99965-3664


CESAR AUGUSTO ATALA ABAC
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Orientaciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

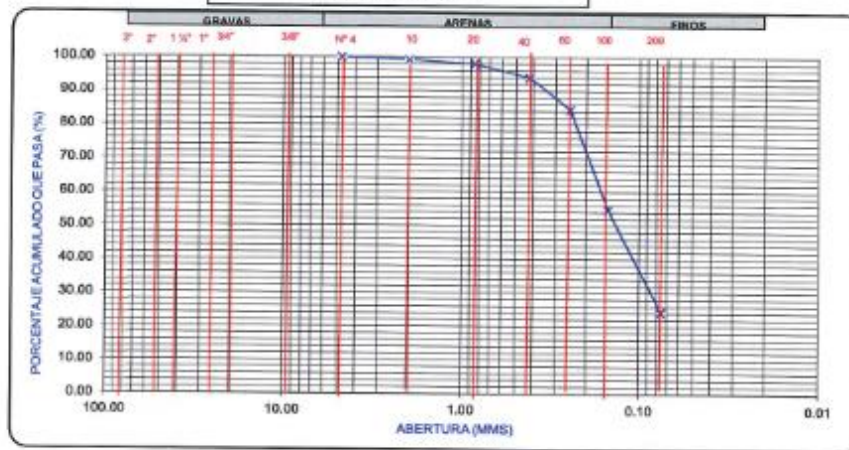
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-4**
Profundidad (m.): **6.00 - 6.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.29
Nº 20	0.850	98.01
Nº 40	0.420	94.04
Nº 60	0.250	84.61
Nº 100	0.150	54.68
Nº 200	0.075	24.33

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.00
Límite Plástico (%)	—
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.75
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3894

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultación - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

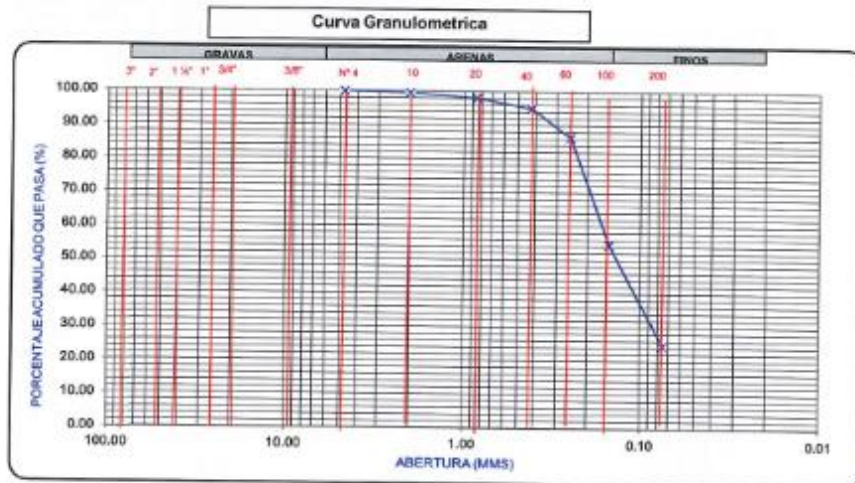
SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
UBICACIÓN: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-4**
Profundidad (m.): **7.00 - 7.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.58
Nº 20	0.850	98.13
Nº 40	0.420	95.02
Nº 60	0.250	86.40
Nº 100	0.150	54.57
Nº 200	0.075	24.71

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	16.50
Límite Plástico (%)	—
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	15.55
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingenieros - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99665-3884


CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Cementaciones - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

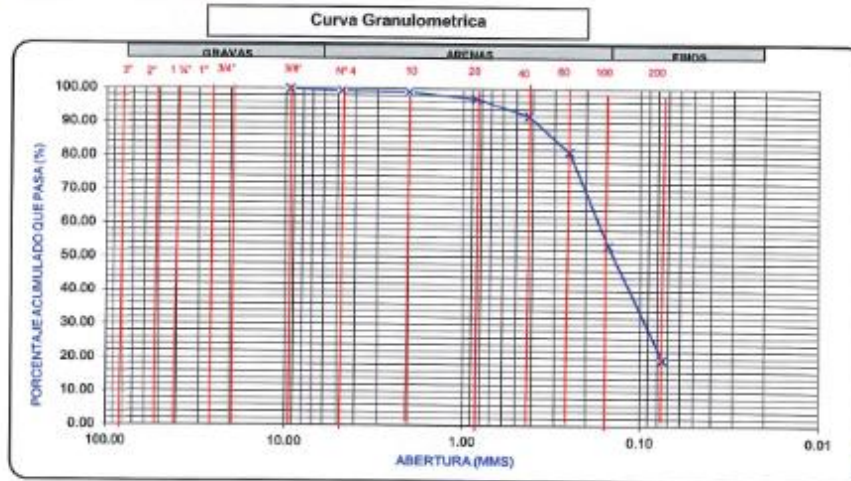
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-5**
 Profundidad (m.): **1.00 - 1.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.39
Nº 10	2.000	99.01
Nº 20	0.850	97.02
Nº 40	0.420	91.94
Nº 60	0.250	81.23
Nº 100	0.150	53.51
Nº 200	0.075	19.66

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	---
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	16.06
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99665-3884

Cesar Augusto Atala Abaí
 CESAR AUGUSTO ATALA ABAI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Orientaciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

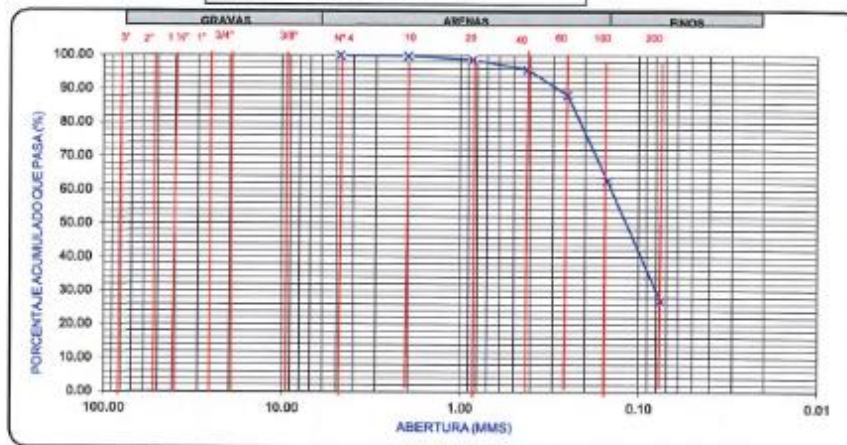
Exploración: **S-5**
Profundidad (m.): **2.00 - 2.45**

MALLA: ABERTURA (mm.) PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.77
Nº 20	0.850	98.75
Nº 40	0.420	95.86
Nº 60	0.250	88.37
Nº 100	0.150	62.90
Nº 200	0.075	27.06

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	15.10
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	15.66
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM

Curva Granulométrica



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3070 - 9965-3884

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de Construcción - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

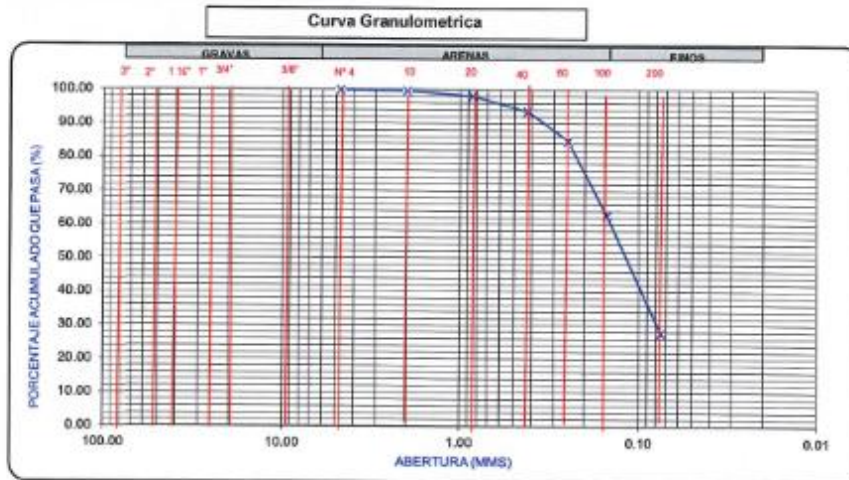
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-5**
 Profundidad (m.): **3.00 - 3.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.61
Nº 20	0.850	98.16
Nº 40	0.420	93.62
Nº 60	0.250	84.94
Nº 100	0.150	62.72
Nº 200	0.075	27.74

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.50
Límite Plástico (%)	—
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.84
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM
Gravedad Específica (Gs) ASTM D-854	3.8



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99665-3884

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Consultaciones - Proyectos Costaleros
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

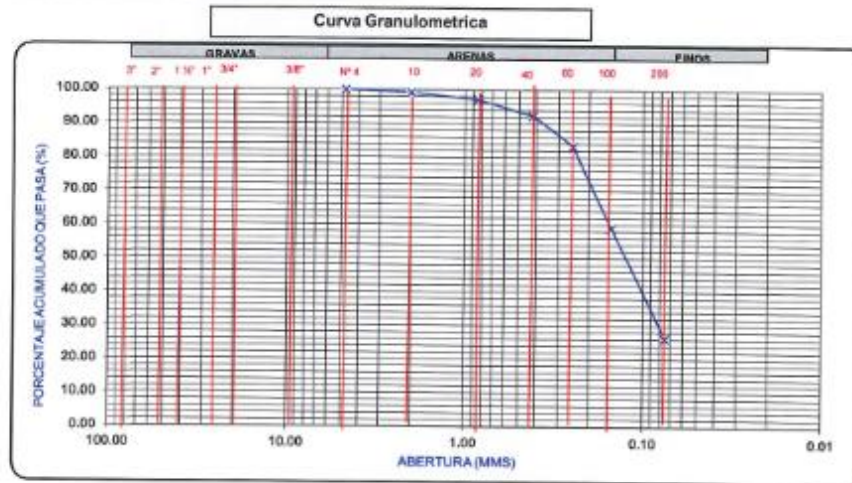
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422


Exploración: **S-5**
Profundidad (m.): **4.00 - 4.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	
Nº 4	4.750	100.00
Nº 10	2.000	99.29
Nº 20	0.850	97.22
Nº 40	0.420	92.32
Nº 60	0.250	83.33
Nº 100	0.150	59.04
Nº 200	0.075	26.25

Límite Líquido (%)	14.10
Límite Plástico (%)	—
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.85
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 9966-3884


CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Construcciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

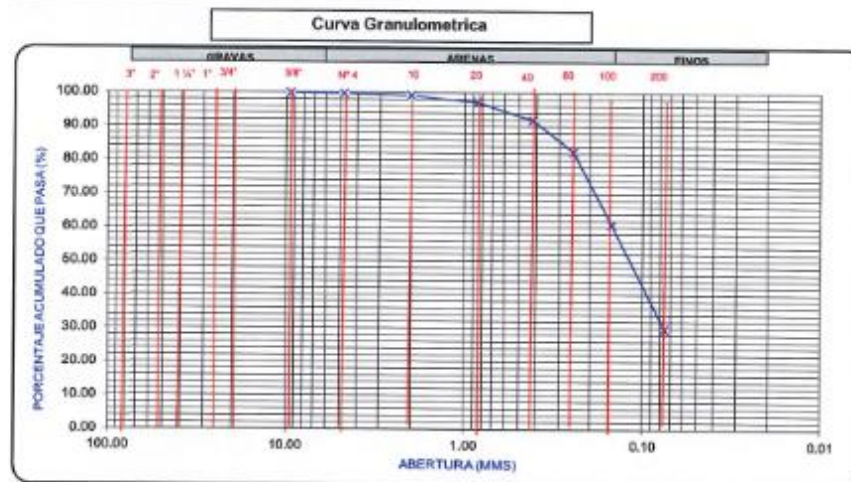
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-5**
Profundidad (m.): **5.00 - 5.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	
3/8"	9.500	100.00
Nº 4	4.750	99.74
Nº 10	2.000	99.16
Nº 20	0.850	97.28
Nº 40	0.420	91.85
Nº 60	0.250	82.34
Nº 100	0.150	60.74
Nº 200	0.075	29.82

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	13.90
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	13.48
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM
Gravedad Específica (Gs) ASTM D-854	3.78



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
Ingeniería de Construcciones - Proyectos Consultoría
Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

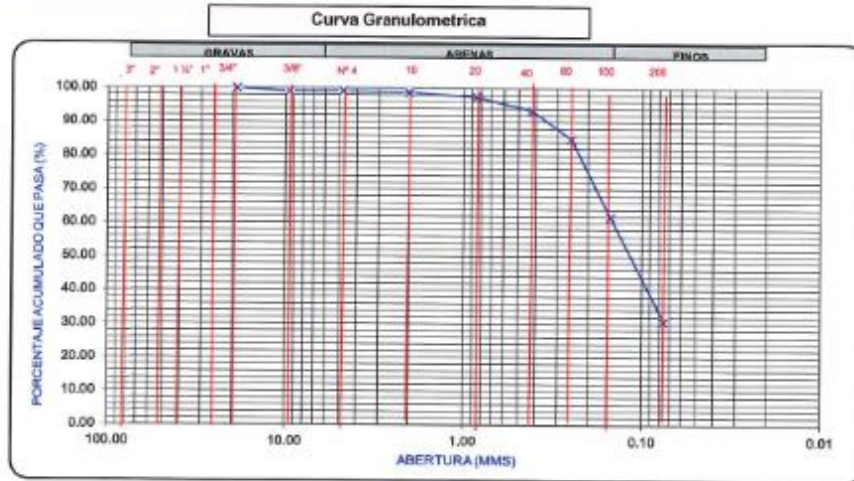
SOLICITANTE: **ACTIVOS MINEROS SAC**
PROYECTO: **PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO**
UBICACION: **DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO**
FECHA: **OCTUBRE, 2018**

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-5**
Profundidad (m.): **6.00 - 6.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	99.13
Nº 4	4.750	99.13
Nº 10	2.000	98.79
Nº 20	0.850	97.40
Nº 40	0.420	93.31
Nº 60	0.250	84.94
Nº 100	0.150	61.74
Nº 200	0.075	30.70

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Límite Líquido (%)	14.05
Límite Plástico (%)	---
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	11.82
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

CESAR AUGUSTO ATALA ABA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 14770



CAA Ingenieros Consultores E.I.R.L.
 Ingeniería de cimentaciones - Proyectos Consultoría
 Laboratorio de Mecánica de Suelos

INFORME L2018/020
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

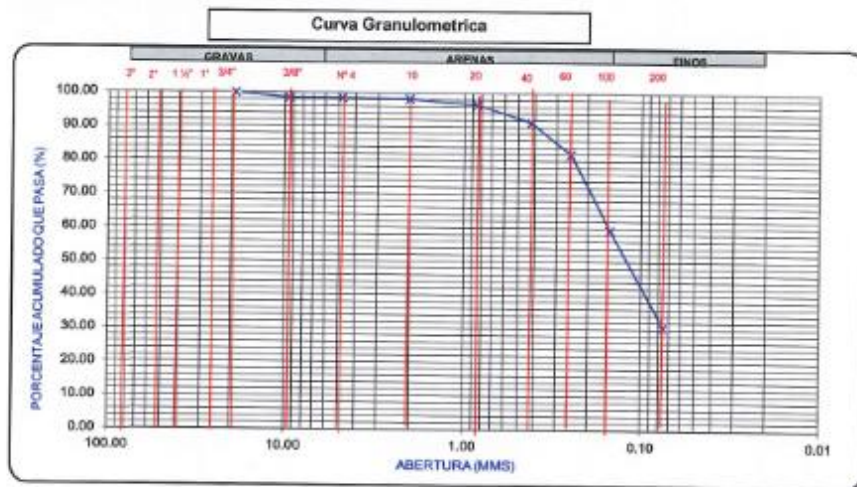
SOLICITANTE: ACTIVOS MINEROS SAC
 PROYECTO: PLAN DE CIERRE DE DEPOSITOS DE DESMONTES EXCELSIOR CERRO DE PASCO
 UBICACIÓN: DISTRITO SIMON BOLIVAR - PROVINCIA PASCO Y DEPARTAMENTO DE PASCO
 FECHA: OCTUBRE, 2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Exploración: **S-5**
 Profundidad (m.): **7.00 - 7.45**

MALLA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)
3"	76.200	
2"	50.000	
1 1/2"	37.375	
1"	25.000	
3/4"	19.000	100.00
3/8"	9.500	98.42
Nº 4	4.750	98.42
Nº 10	2.000	98.24
Nº 20	0.850	96.53
Nº 40	0.420	91.30
Nº 60	0.250	81.98
Nº 100	0.150	59.42
Nº 200	0.075	30.69

Límites de Consistencia ASTM D-4318	
Limite Líquido (%)	14.00
Limite Plástico (%)	---
Indice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad (%) ASTM D-2216	12.93
Clasificación SUCS ASTM D-2487	SM



Av. Gerardo Unger 233 Piso 2 Urb. Ingeniería - Lima 31 Telefax : (01) 381-1748 - (01) 381-3970 - 99965-3884

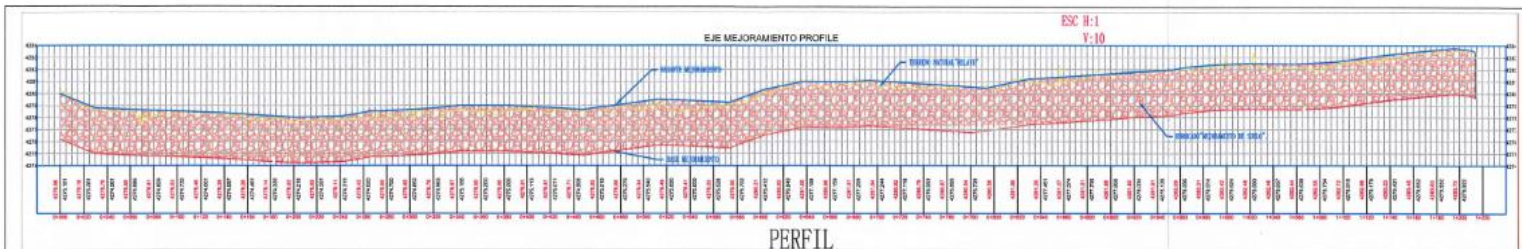
CESAR AUGUSTO ATALA ABAL
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP Nº 14770

ANEXO V: Presupuesto de tesis

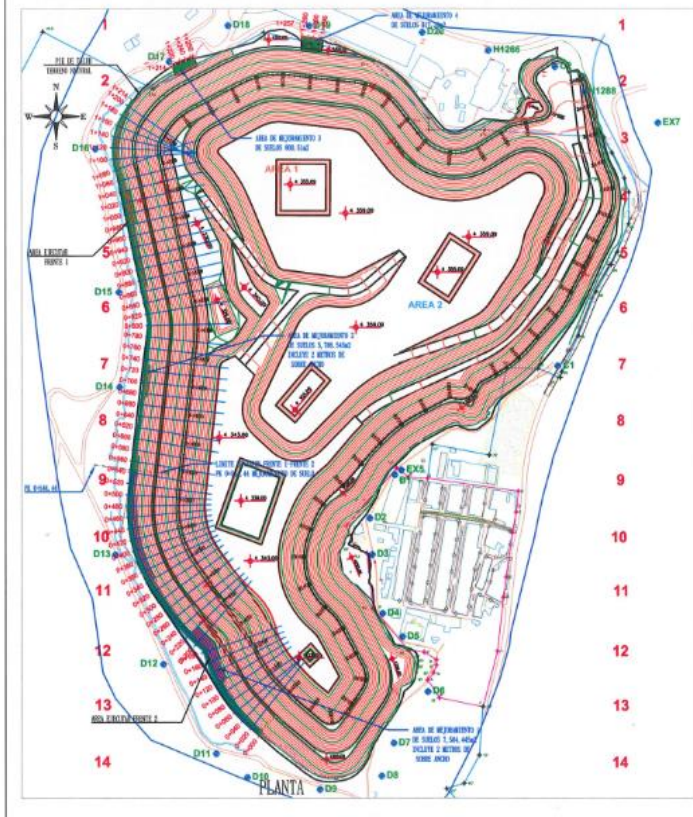
Descripción	Und	Cantidad	PU (S/)	Precio Total S/	Financiamiento
Inscripción al Examen	Glb	2	150	300	Aporte propio
Inscripción al Programa de Titulación	Glb	2	6000	12,000	Aporte propio
Recursos Físicos					
Útiles de escritorio y textos. (Libros y separatas, etc.)	Glb	1	270	270	Aporte propio
Otros (licencia de software, memoria USB, etc.)	Glb	1	400	400	Aporte propio
Recursos Humanos					
Consultas al personal en obra	Glb	1	250	250	Aporte propio
Asesoramiento de expertos	Glb	1	500	500	Aporte propio
Servicios					
Acceso a Internet	Glb	1	300	300	Aporte propio
Fotocopias e impresiones	Glb	1	250	250	Aporte propio
Ploteos de planos	Glb	1	50	50	Aporte propio
Anillados	Und.	2	20	40	Aporte propio
Encuadernación	Und.	2	20	40	Aporte propio
Costos Totales				14,400	Aporte propio

Fuente: Elaboración propia

ANEXO VI: Plano General



PERFIL



LEYENDA

	CURVAS DE NIVEL
	POSTES DE ALUMBRADO
	MODIFICACION ESTABILIDAD FISICA
	TUBERIA PVC
	JARDIN
	CONSTRUCCIONES
	POSTE
	PUNTO DE CONTROL
	CANAL NATURAL DE AGUA
	AREA MEJORAMIENTO FRENTE 1
	AREA MEJORAMIENTO FRENTE 2

Ancho de Mejoramiento

Progresivas	Ancho	Tipo
0+000-0+120	10	II
0+120-0+160	20	IV
0+160-0+220	25	V
0+220-0+340	10	II
0+340-0+500	15	III
0+500-0+570	10	II
0+570-0+675	5	I
0+675-0+730	10	II
0+730-0+870	5	I
0+870-0+980	10	II
0+980-1+040	15	III
1+040-1+190	10	II
1+190-1+214	21	V
1+257-1+296	23.8	V

PUNTOS DE CONTROL CSC-3.25

PTO	Este	Norte	Cota
H1266	361,275.230	8,818,802.272	4,314.243
C2	361,397.213	8,818,773.874	4,324.308
H1288	361,449.117	8,818,730.108	4,326.374
EX7	361,584.387	8,818,676.173	4,328.011
C1	361,404.521	8,818,248.025	4,312.299
EX5	361,122.552	8,818,063.635	4,300.329
D1	361,110.246	8,818,055.628	4,300.126
D2	361,065.202	8,817,979.154	4,296.643
D3	361,069.890	8,817,915.137	4,292.074
D4	361,089.418	8,817,811.642	4,294.498
D5	361,125.726	8,817,771.021	4,296.274
D6	361,171.856	8,817,674.593	4,294.108
D7	361,110.862	8,817,583.678	4,298.423
D8	361,088.885	8,817,525.953	4,295.316
D9	360,977.109	8,817,501.740	4,282.888
D10	360,890.264	8,817,531.555	4,279.849
D11	360,788.173	8,817,563.835	4,279.108
D12	360,692.252	8,817,720.841	4,280.570
D13	360,604.084	8,817,913.033	4,281.087
D14	360,610.425	8,818,207.526	4,282.518
D15	360,608.254	8,818,374.364	4,285.139
D16	360,565.274	8,818,626.065	4,286.493
D17	360,698.081	8,818,779.780	4,289.807
D18	360,803.587	8,818,843.756	4,296.115
D19	360,952.097	8,818,843.861	4,298.027
D20	361,156.839	8,818,833.320	4,309.580

Resumen Areas mejoramiento de suelo

Name	2d Area (sq.m)	Pk inicial	Pk final	Altura Relleno (m)	Relleno (Cu. M.)
AREA MEJORAMIENTO 1	7,204.65	0+000	0+980.00	2.86	20,700.26
AREA MEJORAMIENTO 2	5,786.55	0+544.44	1+214.00	3.80	21,988.87
AREA MEJORAMIENTO 3	800.51	1+214.00	1+256	3.80	3,041.94
AREA MEJORAMIENTO 4	917.39	1+257	1+296	3.80	3,496.08
AREA TOTAL DE MEJORAMIENTO	14,091.50	0+000	1+296	3.80	57,033.78

CESAR AUGUSTO ATALABAD
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP Nº 14770

CAA Ing. Consultores E.I.R.L.

PROYECTO: ESTUDIO DE INGENIERIA DE DETALLE PARA EL ABANDONO DEL DEPÓSITO DE DESMORTE EN CÉLSIOR CERRO DE PASCO ACTIVOS MINEROS S.A.S.

ESTABILIDAD FISICA

TITULO: PLANO VOLUMEN TALUD PLATAFORMA PROPUESTA CSC ETAPA II - ETAPA III

ELABORÓ: J.A.M.	REVISÓ: J.A.M.	ESCALA: INDICAR	REV. 1
DESUJÓ: D.B.G.	APROBÓ: M.L.M.	FECHA: OCTUBRE/2018	PLANO 1

**ANEXO VII: Consentimiento de Autorización de Información por
Transparencia**



Firmado digitalmente por:
CUBAS ABANTO Cesar
Humberto FAU 20103030791 soft
Motivo: Doy V° B°
Fecha: 17/12/2020 09:22:00-0500



CONSENTIMIENTO DE AUTORIZACION DE INFORMACION POR TRANSPARENCIA

EL JEFE DE LA OFICINA DE GESTION DE OBRAS DE LA GERENCIA DE OPERACIONES DE LA EMPRESA ACTIVOS MINEROS S.A.C., QUIEN SUSCRIBE, CERTIFICA QUE,

El Señor **Yohanim Jan Pierre Mestanza Rojas** y el señor **Alexis Alfredo Garcia Ramírez**, identificado con Documento Nacional de Identidad (DNI) N.º 73144678 y (DNI) N.º 46590043, se autoriza por transparencia la utilización de la información de Activos Mineros S.A.C. con fines estrictamente académicos para el desarrollo de su investigación de tesis para optar el grado de titulación de la carrera de Ingeniería Civil.

Se expide el presente certificado para los fines que estime conveniente.

San Juan de Miraflores, 17 de diciembre del 2020

CESAR HUMBERTO CUBAS ABANTO
Jefe de la Oficina de Gestión de Operaciones