



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SÍSMICA PARA UNA PRESA
UTILIZANDO RELAVE GRUESO CON EL MÉTODO DE SUELO
ARMADO (HUACHOCOLPA UNO - HUANCVELICA)**

PRESENTADA POR

ALBERTO MICHAEL SÁNCHEZ MENDOZA

ANGEL ALBERTO JUNIOR TAZA ROJAS

ASESOR

ALEXIS SAMOHOD ROMERO

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

LIMA – PERÚ

2017



**Reconocimiento - No comercial – Compartir igual
CC BY-NC-SA**

Los autores permiten transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, siempre y cuando se reconozca la autoría y las nuevas creaciones estén bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>



USMP
UNIVERSIDAD DE
SAN MARTIN DE PORRES

**FACULTAD DE
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SÍSMICA PARA UNA PRESA
UTILIZANDO RELAVE GRUESO CON EL MÉTODO DE SUELO
ARMADO (HUACHOCOLPA UNO – HUANCVELICA)**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

**SÁNCHEZ MENDOZA, ALBERTO MICHAEL
TAZA ROJAS, ANGEL ALBERTO JUNIOR**

LIMA - PERÚ

2017

Dedicatoria

A Dios quien nos inspira, protege y guía por el buen camino.

A nuestros padres, hermanos y abuelos por su constante confianza y apoyo en nuestra vida personal y profesional.

Agradecimiento

A nuestra institución educativa “Universidad San Martín de Porres”, por la formación brindada durante nuestros años de estudio; Al Ing. Luis Haro Chávez por su guía y apoyo como asesor de la investigación.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
INTRODUCCIÓN	xi
CAPÍTULO I : MARCO TEÓRICO	16
1.1 Antecedentes de la investigación	16
1.2 Bases teóricas	18
1.3 Hipótesis	30
CAPÍTULO II: METODOLOGIA	31
2.1 Tipo de investigación	31
2.2 Nivel de investigación	31
2.3 Diseño de investigación	31
2.4 Variables	32
2.5 Población y muestra	35
2.6 Técnicas de investigación	35
2.7 Instrumentos de recolección de datos	36
CAPITULO III: DESARROLLO DEL PROYECTO	37
3.1. Evaluación técnica	37
3.2. Evaluación ambiental	59
3.3. Evaluación económica	60
3.4. Resultados del caso	61
CAPITULO IV: PRESENTACION DE LOS RESULTADOS	63
4.1. Contrastación de hipótesis	63
4.2. Análisis e interpretación de la investigación	68
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN Y APLICACION	74
CONCLUSIONES	76
RECOMENDACIONES	78
FUENTES DE INFORMACIÓN	79
ANEXOS	81

Lista de tablas

		Página
Tabla 1	Características de métodos comúnmente empleados para estabilidad de taludes.	24
Tabla 2	Variable Dependiente	32
Tabla 3	Variable Independiente	33
Tabla 4	Factores de conversión estimados para el proyecto	39
Tabla 5	Parámetros de resistencia de discontinuidades	41
Tabla 6	Parámetros de resistencia del macizo rocoso	43
Tabla 7	Precipitación máxima anual en 24 horas (mm)	49
Tabla 8	Precipitación máxima en 24 Horas para diferentes periodos de retorno	51
Tabla 9	Precipitación extrema en cuencas (mm/hr)	52
Tabla 10	Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales	54
Tabla 11	Propiedades Físicas y Mecánicas de los Refuerzos	55
Tabla 12	Riesgo sísmico para el proyecto Huachocolpa uno	58
Tabla 13	Evaluación de Costos Progresivos	60
Tabla 14	Resumen de los Factores de Seguridad Obtenidos	61
Tabla 15	Aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado	68
Tabla 16	Aplicación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado	69
Tabla 17	Aplicación de los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado	70
Tabla 18	Verificación de la factibilidad económica con la comparativa de ratio costo sobre ton/m ³	71
Tabla 19	Porcentaje total de los indicadores para el análisis de estabilidad sísmica	73

Lista de figuras

		Página
Figura 1	Mapa de zonificación de coeficiente sísmico propuesto para presas pequeñas y medianas.	22
Figura 2	Bloque deslizante en un plano	26
Figura 3	Oblicuidad del esfuerzo τ	26
Figura 4	Esfuerzo de un bloque deslizante en un plano	26
Figura 5	Deformaciones en elementos de suelo con y sin refuerzo	27
Figura 6	Esquema de un muro reforzado con geo sintéticos	29
Figura 7	Estabilidad interna de un muro en suelo reforzado	29
Figura 8	Resistencia de la roca Inalterada y alterada para el proyecto	40
Figura 9	Resultados de ensayos de granulometría del relave grueso	44
Figura 10	Regresión lineal del ángulo de fricción interna vs Densidad seca compactada (condición drenada)	46
Figura 11	Ubicación del área del proyecto	56
Figura 12	Distribución espacial de la sismicidad de foco superficial ($h < 70$ km)	56
Figura 13	Distribución espacial de la sismicidad de foco intermedio ($71 > h < 300$ km)	57
Figura 14	Resultado del análisis estático en slide	61
Figura 15	Resultado del análisis pseudo – estático en slide	62
Figura 16	Resultado del análisis post-licuación en slide	62
Figura 17	Ubicación de la mina Huachocolpa uno	66
Figura 18	Porcentajes numérico de la aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM	68
Figura 19	Porcentajes numéricos de la aplicación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica Aplicación de los parámetros ambientales para el	70
Figura 20	análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado	71

Figura 21 Verificación de la factibilidad económica con la 72
comparativa de ratio costo sobre ton/m3

Lista de anexos

		Página
Anexo 1	Cuestionario Auto aplicado	82
Anexo 2	Matriz de consistencia	84
Anexo 3	Resultados de Laboratorio	85
Anexo 4	Información Geotécnica	113
Anexo 5	Información Hidrológica	117
Anexo 6	Especificaciones técnicas de los refuerzos	118
Anexo 7	Resultado del análisis de estabilidad	121
Anexo 8	Planos	124
Anexo 9	Plan de campo, laboratorio y gabinete	129

RESUMEN

El desarrollo de la investigación denominada análisis de estabilidad sísmica para una presa utilizando relave grueso con el método de suelo armado (Huachocolpa uno – Huancavelica), cuyo objetivo es garantizar la estabilidad sísmica de una presa usando como herramienta el programa slide para obtener como resultado los factores de seguridad de acuerdo a la normativa peruana.

La metodología de suelo armado consiste en el reforzamiento del suelo de relave con geo mallas y una compactación adecuada a fin de alcanzar la estabilidad de talud de la presa. Los indicadores considerados se seleccionaron según la Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de minas (1997), Guía para el manejo de relaves mineros (2008), son proporcionadas por el Ministerio de Energía y Minas.

La investigación determinó que la construcción de presas de relaves con métodos tradicionales tiene un 54 por ciento de aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM, técnicas de diseño, parámetros ambientales y factibilidad económica utilizando la metodología de suelo armado.

Finalmente se concluye que la presa utilizando relave grueso por el método de suelo armado tiene un factor de seguridad de 2.35 y 1.42 en condición estática y pseudo-estática respectivamente cumpliendo con las recomendaciones del Ministerio de Energía y Minas.

Palabras claves: Presa de relaves, relave grueso, análisis estabilidad sísmica, método de suelo armado.

ABSTRACT

The development of project called analysis of seismic stability for a dam using coarse tailings with the method of reinforced soil (Huachocolpa One - Huancavelica), which aims to ensure seismic stability of a dam using as a tool the Slide program to obtain as result the factors of security according to Peruvian law.

The methodology of reinforced soil consists in the reinforcement of soil tailings with geo-grids and adequate compaction to achieve the slope stability of the dam. The indices considered were selected according to the environmental guide for slope stability of solid waste disposal from mines (1997), Guidelines for the design of hedging deposits of mining waste, (2007), Guidelines for the management of mine tailings (2008) which are provided by the Ministry of energy and mines.

The investigation determined that the construction of dam tailings using traditional methods has 54 percent of application of indicators (mentioned indicators) of the methodology armed ground.

Finally, it is concluded that the dam using coarse tailings by the method of reinforced soil has a safety factor of 2.35 and 1.42 in static and pseudo-static respectively complying with the recommendations of the ministry of energy and mines.

Keywords: Dam tailings, coarse tailings, seismic stability analysis, method of reinforced soil.

INTRODUCCIÓN

La minería peruana actual afronta diversos problemas como la caída de precios de la materia prima y el incremento del precio del dólar, afectando a las pequeñas y medianas mineras, por lo tanto, induce a las empresas a reducir sus costos, esto se refleja en la desaceleración de la inversión, obteniendo un bajo control técnico y de seguridad lo cual tiene repercusiones sobre el medio ambiente elevando la tasa de contaminación. Por tal razón, es necesario desarrollar métodos alternativos que ayuden a la reducción de la contaminación de las áreas naturales donde se establecen las mineras a costos accesibles. La aplicación del método de suelo armado en la construcción de presa de relave se presenta como una opción alternativa a los métodos convencionales.

El uso de la metodología de suelo armado es un método no convencional para la construcción de presas de relaves, esta metodología mezcla el conocimiento de refuerzos, criterios básicos de las características y comportamiento de los suelos. La presente investigación busca dar un mejor entendimiento a la aplicación del método de suelo armado, obtener la confianza de los diseñadores de depósitos de relaves y permita conocer su incidencia en la minería peruana y mitigar la contaminación del suelo con procesos progresivos de construcción considerando un bajo financiamiento.

El objetivo principal de la investigación es determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa. Los objetivos específicos son emplear los factores de seguridad recomendados por la Dirección General de Asuntos Ambientales (DGAA) del Ministerio de Energía y Minas (MEM), determinar las técnicas de diseño, los parámetros ambientales y factibilidad económica.

La presente tesis está estructurada en 4 capítulos, en el primero se da a conocer los antecedentes del problema, se detalla las bases teóricas, luego se definen los objetivos, la justificación, alcances, limitaciones y por último las hipótesis. En el capítulo segundo, se muestra el tipo de investigación a utilizar, el diseño de la misma y se operarán las variables, además se señalará cuál es la técnica del instrumento para recolectar la información. En el capítulo tercero, se analizan los resultados obtenidos luego de la aplicación de los instrumentos de recolección de información y se contrastarán las hipótesis, se analizará e interpretará la investigación. Y en el capítulo cuarto, se evaluará los riesgos técnicos, ambientales, económicos para obtener el resultado final del caso de investigación.

1. Planteamiento del problema

1.1. Formulación del Problema

a) ¿Cómo determinar el análisis de estabilidad sísmica en una presa de relaves utilizando relave grueso con el método de suelo armado en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica?

1.2. Problemas Secundarios

a) ¿Cómo determinar el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado empleando los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica?

b) ¿Cómo determinar las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica?

c) ¿Cómo determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica?

d) ¿Cómo determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Determinar el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado empleando los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.
- b) Determinar las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.
- c) Determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.
- d) Determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno – Huancavelica.

1.4 Justificación e importancia de la investigación

La presente tesis se justifica en proporcionar un método que ayude a reducir la contaminación ambiental de muchas áreas cercanas a las unidades mineras de Huancavelica, las cuales tienen presencia de ecosistemas con flora y fauna únicos que actualmente se encuentran en decrecimiento debido al impacto producido por la actividad minera de la zona.

La reducción de la contaminación se basa en el menor contacto de los residuos mineros con el suelo natural, así como la menor necesidad de canteras de agregados para la construcción de depósitos de relave, sin embargo el método de suelo armado es económicamente viable debido a su reducido costo y menor necesidad de material de préstamo.

La importancia de la investigación es demostrar que al aplicar la metodología de suelo armado se garantiza la estabilidad de la estructura mediante un método no convencional de construcción.

1.5 Alcances y limitaciones

1.5.1 Alcances

El desarrollo de tesis alcanza el estudio de la estabilidad sísmica bajo conceptos geotécnicos e investigación de la metodología de suelo armado. La información reunida ha sido evaluada en laboratorio y gabinete, para corroborar la propuesta se usa el programa Slide con el fin de determinar la estabilidad sísmica de la presa de relaves.

1.5.2 Limitaciones

La limitación en la presente tesis se enfoca a la falta de información bibliográfica, internet, revistas y asesoramiento profesional sobre el método de construcción debido a que es una construcción no convencional.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes de la investigación

Las investigaciones realizadas se basan en la búsqueda de la aplicación de la metodología del suelo armado aplicado al diseño de presas de relave, el cual no es convencional en el diseño de presas en el Perú.

Bernal (2012) determina que los tranques de relaves son una de las formas más utilizadas para el almacenamiento de los residuos provenientes de las faenas mineras, existiendo tres métodos de construcción del muro perimetral denominados: aguas arriba, aguas abajo y eje central. El método usualmente utilizado, y que ha entregado mejores resultados en términos de estabilidad es el de aguas abajo, sin embargo, el volumen de arenas es mayor en comparación con el de eje central, además si las coordenadas del pie del muro están fijas, se obtiene mayor altura de muro con crecimiento de eje central, lo cual implica mayor capacidad de embalse. Teniendo el método de eje central ventajas de almacenamiento, su utilización requiere evaluar la estabilidad sísmica y de esta manera ver la factibilidad del desarrollo de dicho proceso constructivo.

Bernal (2012) propone un recrecimiento en el eje central, que es diferente a la propuesta de esta investigación, que asumirá un crecimiento de aguas arriba haciendo uso del relave total en condición seca, también se investigó que aún es común el uso de material de préstamo y su recomendación tanto por diseñadores e investigaciones académicas.

Villanueva (2006) confirma que el diseño de la presa de relaves utiliza material de préstamo, de acuerdo a la configuración correspondiente al diseño original. La información de preparación de la cimentación, material de préstamo y métodos de construcción fueron adoptados de los estudios originales para la construcción de la presa. Los análisis de estabilidad de la sección típica fueron desarrollados en la investigación, tomando como base la sección típica del

diseño original, los resultados obtenidos son similares a los del estudio original.

Almerco (2014) la regulación legal, técnica y ambiental que tiene nuestro país para la construcción, operación, mantenimiento y cierre de los depósitos de relaves mineros, exige que se cumplan diversos requerimientos de seguridad, destinados a la protección de las personas y el medio ambiente, por ello, todos los esfuerzos que se hagan para establecer criterios que se tendrán en cuenta sobre el control de los riesgos e impactos son de suma importancia.

Almerco (2014) asume atención a la parte ambiental a fin reducir impactos negativos aplicando las recomendaciones de la autoridad ambiental del Perú.

Guevara (2009) la construcción de un muro sobre la cresta del dique existente con el objetivo de incrementar la capacidad de almacenamiento del depósito. La construcción de un muro de tierra reforzado con geo mallas, reduce el área ocupada y disminuye los volúmenes de relleno.

Asenjo (2012) el trabajo se enmarca en el estudio del fenómeno de licuefacción de suelos, en particular, se estudia la influencia del corte estático en la resistencia cíclica de una arena de relaves, para distintos estados iniciales de consolidación anisótropa. Los tranques de relaves son un tipo de presa en que el muro resistente es construido con material granular (arenas limosas principalmente) proveniente de los desechos de los procesos mineros y la cubeta es llenada con la fracción fina del material granular y agua. La literatura registra numerosas fallas de tranques de relaves consecuencia de licuefacción en las arenas del muro, ocasionada principalmente por eventos sísmicos. Estas fallas han causado la pérdida de vidas humanas, sumando grandes costos económicos y ambientales.

1.2 Bases teóricas

1.2.1 Análisis de estabilidad estática

Los análisis de estabilidad estática de acuerdo a las investigaciones realizadas en el Perú asumen un equilibrio límite que consideran el equilibrio de una fuerza y/o un momento de la masa de tierra sobre una superficie potencial de falla. La masa sobre la superficie potencial de falla se asume rígida, la fuerza de corte sólo se puede desarrollar en la superficie potencial de falla. (Martínez, Barrera y Gómez, 2011)

La fuerza de corte disponible se asume que se moviliza a la misma velocidad en todos los puntos de la superficie potencial de falla. Como resultado de esto, el factor de seguridad es constante sobre toda la superficie de falla. Dado que se asume que la superficie potencial de falla es perfectamente plástica, los análisis de equilibrio límite no proveen información acerca de la deformación del talud.

La estabilidad de taludes es, normalmente expresada en términos de un factor de seguridad FS:

$$FS = \frac{F_{cD}}{F_{cR}}$$

Donde:

- F_{cD} es la fuerza de corte disponible
- F_{cR} es la fuerza de corte requerida para el equilibrio.

1.2.2 Análisis de estabilidad pseudo-estático

Alva e Infantes (1993) la finalidad de usar el método pseudo-estático y el resumen de la siguiente manera: “Se comprueba que, para presas de pequeña y mediana altura, los análisis pseudo-estáticos utilizados con un apropiado coeficiente sísmico y una verificación de las deformaciones permanentes, pueden ser adecuados.”

En este método se emplea el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes por equilibrio límite, adicionando un coeficiente lateral sísmico. Uno de los principales problemas con este método es determinar el coeficiente lateral sísmico, que depende de la sismicidad del país y es de naturaleza semi-

empírica (Seed y Martín, 1966). Ruesta (1988) ha propuesto valores del coeficiente lateral sísmico para presas de tierra y enrocado en el Perú, que se presentan en la Figura 1. Los valores propuestos son consistentes con los valores utilizados en presas de tierra y enrocado diseñadas y construidas en el Perú y en el mundo. Además, el análisis de estabilidad pseudo-estático sirve también para determinar el valor de la aceleración de fluencia que se emplea en el método de deformación permanente.

Para realizar el análisis de la estabilidad de los taludes en condiciones estáticas y pseudo-estáticas se utiliza el método de equilibrio límite de Bishop, Spencer y Janbu que están implementados en el programa de cómputo Slide 5.0.

Martínez, Barrera y Gómez (2011) en su publicación mencionan que “comenzando el año 1920, la estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una forma pseudo-estática en la cual los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales”.

En su forma más común, los análisis pseudo-estáticos representan los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudo-estáticas que producen fuerzas inerciales F_h y F_v , y las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla. Las magnitudes de las fuerzas pseudo-estáticas son (Kramer, 1996):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad \text{y} \quad F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

En donde a_h y a_v son las aceleraciones horizontales y verticales, k_h y k_v son coeficientes pseudo-estáticos horizontales y verticales (coeficientes sísmicos), y W es el peso de la masa de falla. Las magnitudes de las aceleraciones pseudo-estáticas deberían estar vinculadas con la severidad o intensidad del movimiento de tierra.

En la actualidad el análisis de estabilidad sísmica en presas de relave las fuerzas verticales han sido suprimidas en el método pseudo-estático. El coeficiente sísmico usado solo reemplaza las fuerzas horizontales.

1.2.3 Estudio de peligro sísmico

El peligro sísmico puede ser definido como la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un sismo de una determinada magnitud igual o mayor que un valor fijado a priori.

El peligro sísmico ha sido realizado utilizando un método probabilístico a partir de la metodología propuesta por Cornell (1968), modificada e implementada en el programa de computo SEISRISK-III. (Bender y Perkins, 1987).

Este método considera el efecto que pudieran causar todos los sismos contenidos en las fuentes sismo-génicas definidas por sus valores de magnitud y frecuencia de ocurrencia. Es así como se logra evaluar la probabilidad de ocurrencia de diferentes sismos.

El resultado final permite disponer de los valores de aceleración máxima que tiene una probabilidad de ser superada en un periodo de tiempo determinado. Esta aceleración no representa a un sismo en especial, sino al efecto combinado de todos los sismos que integran cada fuente sismo-génica. (Tavera, 2009)

1.2.4 Coeficiente sísmico

De la ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. “Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de la estabilidad de presas de tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio limite. Estos métodos consideran que la acción sísmica puede reemplazarse por una fuerza horizontal proporcional al peso de la masa deslizante ($f=k*W$). Por lo cual se presenta los factores de seguridad mínimos requeridos en los taludes de presas para diferentes condiciones de carga que se presentaran en la vida útil de una presa, según el Cuerpo de ingenieros del Ejército Americano (USACOE, 1970).

El coeficiente sísmico en el diseño está influenciado por los factores siguientes: Sismicidad de la zona; condiciones locales de la cimentación; cuanto mayor sea la densidad natural del subsuelo menos será la amplificación sísmica; Periodo fundamental de la presa, implícitamente considera la altura y propiedades de materiales; Importancia de la estructura y riesgo de daños.

En el Perú no existe normas establecidas para el diseño de presas esto origina que los coeficientes utilizados sean de acuerdo al criterio y experiencia del diseñador.

Cabe señalar que bajo estos factores Ruesta elaboró un mapa de coeficientes sísmicos (k) propuesto para presas pequeñas y medianas divididas en 3 zonas según el material de construcción de la presa. Para nuestro caso el proyecto se ubica en Huancavelica y según el plano señalado se recomienda la zona 1 para presas de tierra cuyo coeficiente sísmico varía entre 0.15 a 0.25. Debido a que se cuenta con un estudio de riesgo sísmico se usará el dato proporcionado por este.

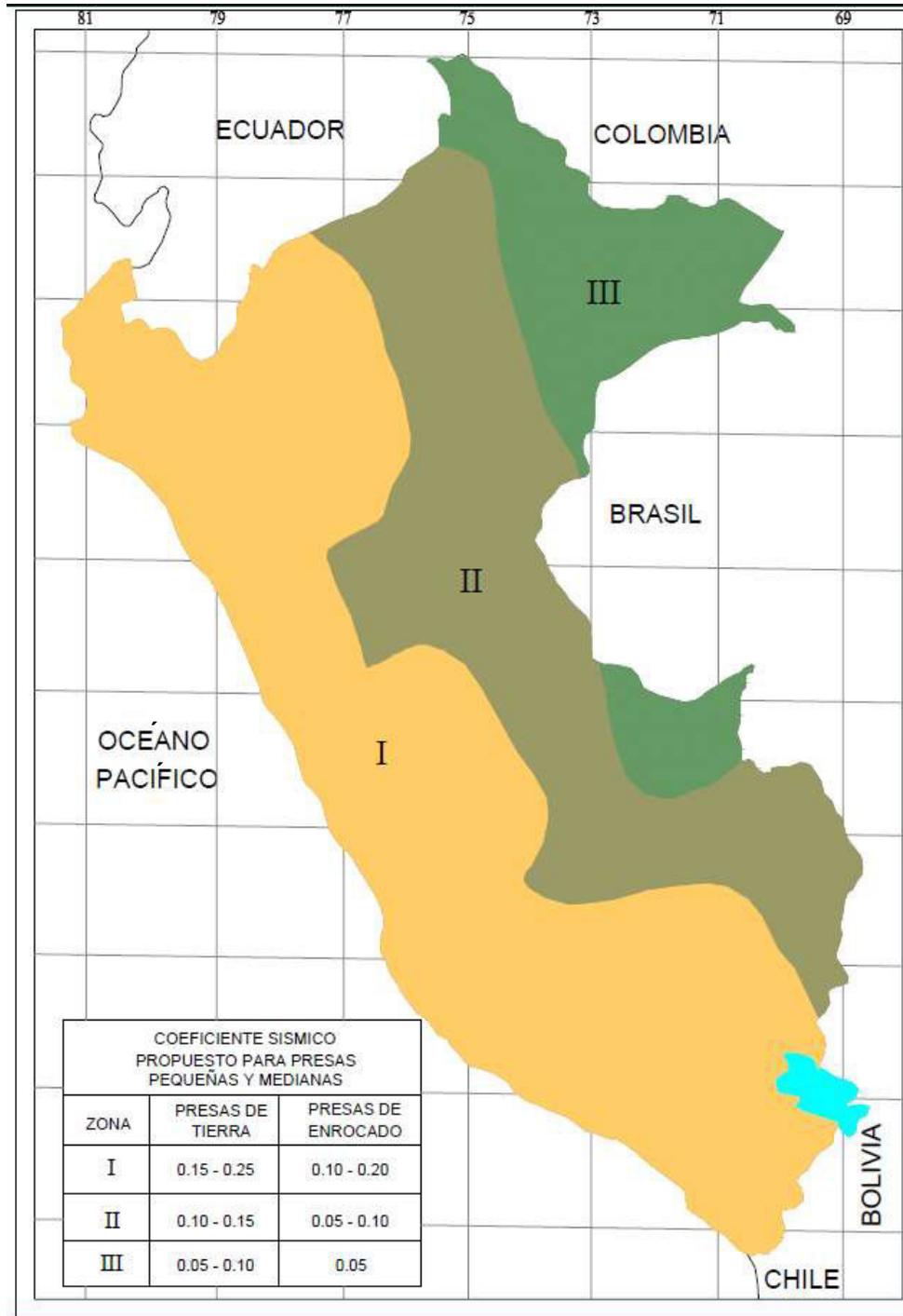


Figura 1: Mapa de zonificación de coeficiente sísmico propuesto para presas pequeñas y medianas.

Fuente: Guía de diseño de presas de tierra y enrocado (MEM, 2008)

1.2.5 Selección de tipo de deslizamiento según guía ambiental

Con excepción de algunos casos especiales, los métodos empleados para calcular el factor de seguridad para cualquier superficie de deslizamiento de prueba deberían tomar en cuenta los cambios en la resistencia al corte y en la presión variable de agua de poros a lo largo de la superficie de deslizamiento potencial. Los cambios en los parámetros de resistencia y en las condiciones de presión de agua de poros pueden ser tomados en cuenta por el procedimiento general conocido como método de tajadas. En este método, se escoge una superficie de prueba y la masa potencial de deslizamiento se divide en un número de tajadas verticales. Cada tajada es influida por su propio peso que produce cizallamiento y fuerzas normales sobre los límites verticales, y cizallamiento y fuerzas normales a lo largo de su base.

En el método de tajadas infinitas, se selecciona una superficie circular de deslizamiento de prueba, y se considera la estabilidad de la masa de deslizamiento potencial en conjunto en vez de la estabilidad para cada tajada individual.

Como las fuerzas que actúan sobre los límites verticales de las tajadas producen momento neto cero alrededor del centro de rotación de la masa potencialmente inestable, las fuerzas laterales son descuidadas. Se asume que el corte y los esfuerzos normales sobre la base de cada tajada dependen sólo del peso de la tajada y de la presión de agua de poros en su base. Si la masa de deslizamiento potencial es dividida en tajadas de ancho unitario, las fuerzas sobre la base de cada tajada serán numéricamente iguales a los esfuerzos sobre la base de la tajada. Según Guía Ambiental del Ministerio de Energía y Minas.

Tabla 1: Características de métodos comúnmente empleados para estabilidad de taludes.

MÉTODO	LIMITACIONES, SUPOSICIONES Y CONDICIONES DE EQUILIBRIO SATISFECHAS
MÉTODO MODIFICADO DE BISHOP	Método preciso; solo para superficies circulares de derrumbe; satisface el equilibrio vertical y el equilibrio de momento total; asume que las fuerzas laterales sobre tajadas son horizontales.
MÉTODO SIMPLIFICADO DE JANBU	Método de equilibrio de fuerza; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las fuerzas laterales son horizontales (las mismas para todas las tajadas); generalmente los factores de seguridad son considerablemente más bajos que los calculados empleando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio.
MÉTODO DE SPENCER	Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que la inclinación de fuerzas laterales es la misma para todas las tajadas; la inclinación de la fuerza lateral es calculada en el proceso de solución de modo que se satisface todas las condiciones de equilibrio; método preciso.

Fuente: Norma TRB, 1996

1.2.6 Resistencia cortante

Alva (1999) señala que es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La Figura 2 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal N , que actúa perpendicularmente a la superficie plana.

Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F , el bloque se deslizará cuando:

$$F = N \times \mu \quad (1)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto A , se obtiene:

$$\frac{F}{A} = \frac{N}{A} \times \mu \quad (2)$$

$$\tau = \sigma \times \mu \quad (3)$$

Donde τ es el esfuerzo cortante y σ es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina ϕ , como se indica en la Figura 2, la ecuación (3) puede escribirse como:

$$\tau = \sigma \times \text{tg}\phi \quad (4)$$

Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de ϕ (Figura 3).

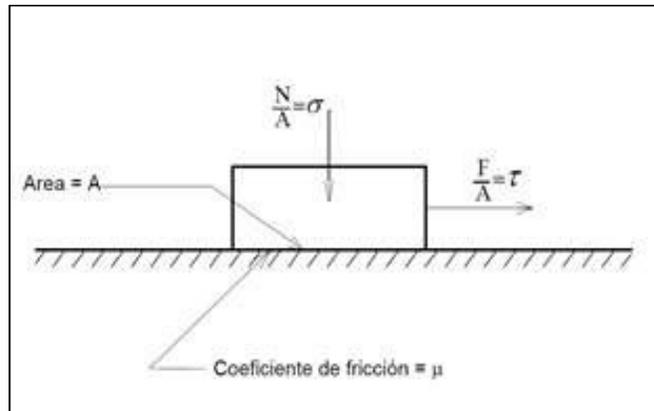


Figura 2: Bloque deslizando en un plano

Fuente: Mecánica de suelos, Alva J.

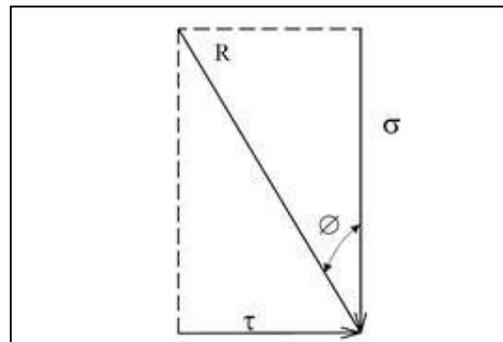


Figura 3: Oblicuidad del esfuerzo r .

Fuente: Mecánica de suelos, Alva J.

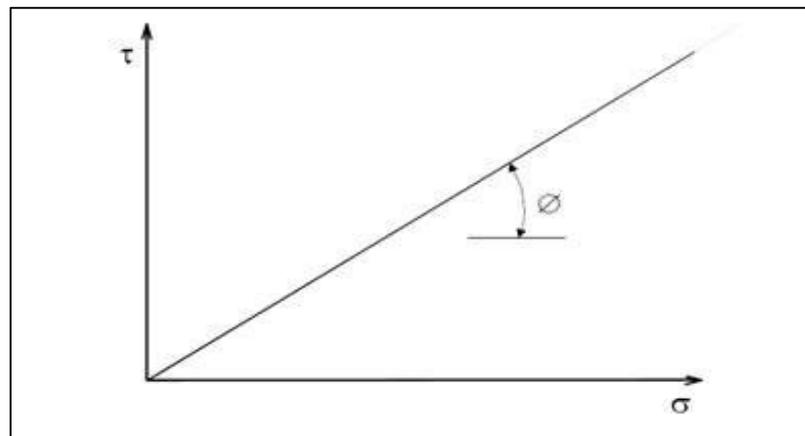


Figura 4: Esfuerzo de un bloque deslizando en un plano.

Fuente: Mecánica de suelos, Alva J.

1.2.7 Método de suelo armado

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado a costa de la transferencia de los esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

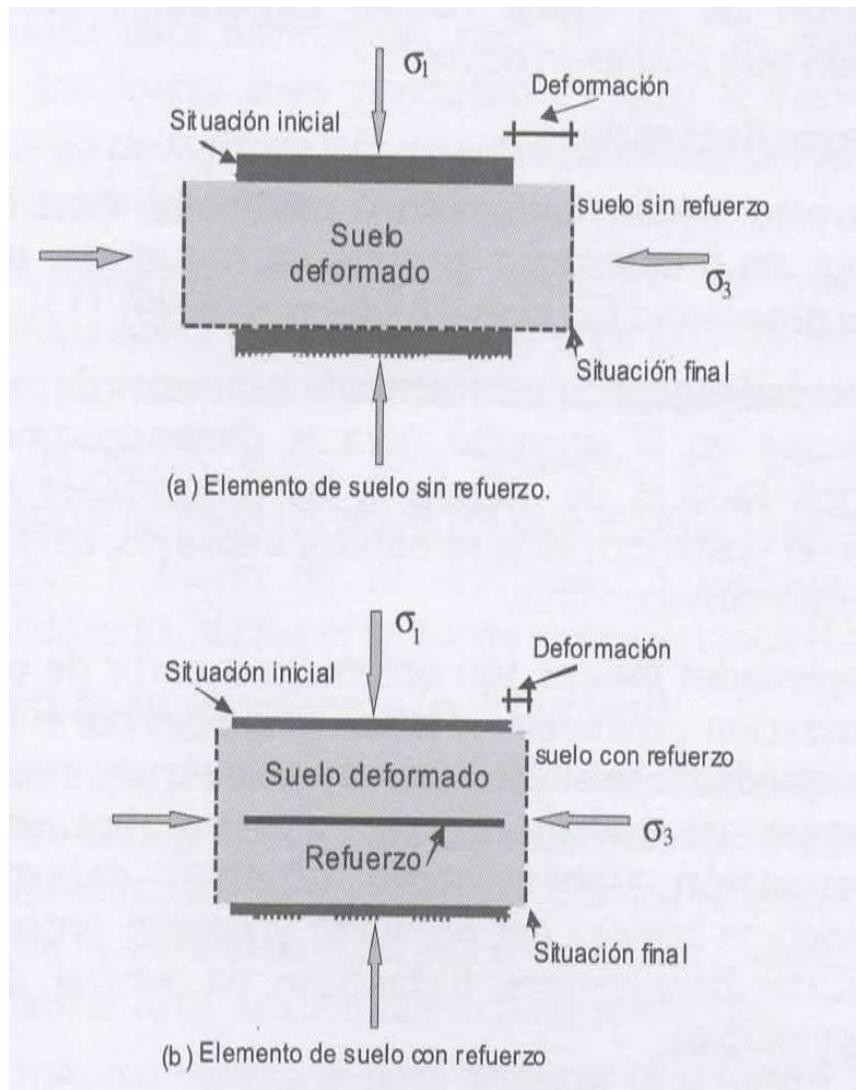


Figura 5: Deformaciones en elementos de suelo con y sin refuerzo.
Fuente: Manual de suelos reforzados (Maccaferri, 2005)

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de elongación (tracción). Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo. La figura 5 muestra el principio básico del comportamiento de un suelo reforzado.

1.2.8 Muros y taludes reforzados con geo sintéticos

Las estructuras en suelos reforzados con geo sintéticos son constituidas de capas horizontales de suelo compactado intercaladas por capas de geo sintéticas. La interacción suelo-refuerzo proporciona al conjunto mayor estabilidad.

Las figuras 6 y 7 esquematizan una estructura reforzada, con parámetro externo de bloques pre-moldeados. En la figura 6 se observan drenes horizontales en la capa del terraplén, constituidos de grava y de una tubería perforada colocada en la parte interna del pie del parámetro externo del talud.

La verificación de la estabilidad de macizos reforzados con geo sintéticos debe atender criterios de estabilidad externa e interna. En la verificación de la estabilidad externa se admite que el macizo de suelo reforzado actúa como un cuerpo rígido, o sea, la zona reforzada funciona como un muro de gravedad. Así, se verifica la seguridad del macizo para los cuatro mecanismos clásicos de rotura a) deslizamiento; b) vuelco; c) hundimiento; d) rotura global. (Figura 7).

En la verificación de la estabilidad Interna, se verifica la seguridad del macizo para dos mecanismos de rotura interna: a) arrancamiento del refuerzo; b) rotura por tracción del refuerzo.

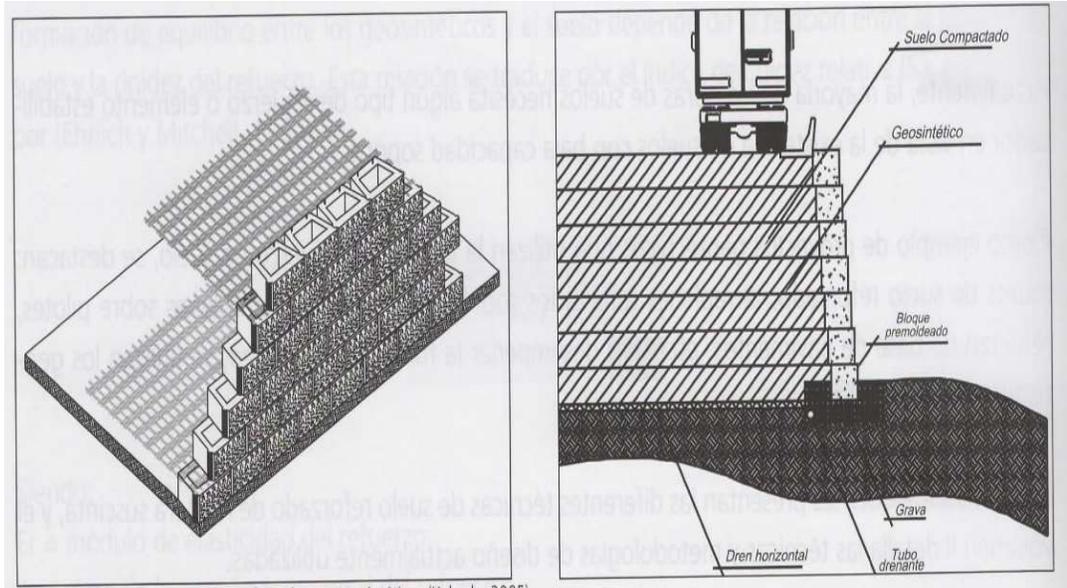


Figura 6: Esquema de un muro reforzado con geo sintéticos
Fuente: Manual de suelos reforzados (Maccaferri, 2005)

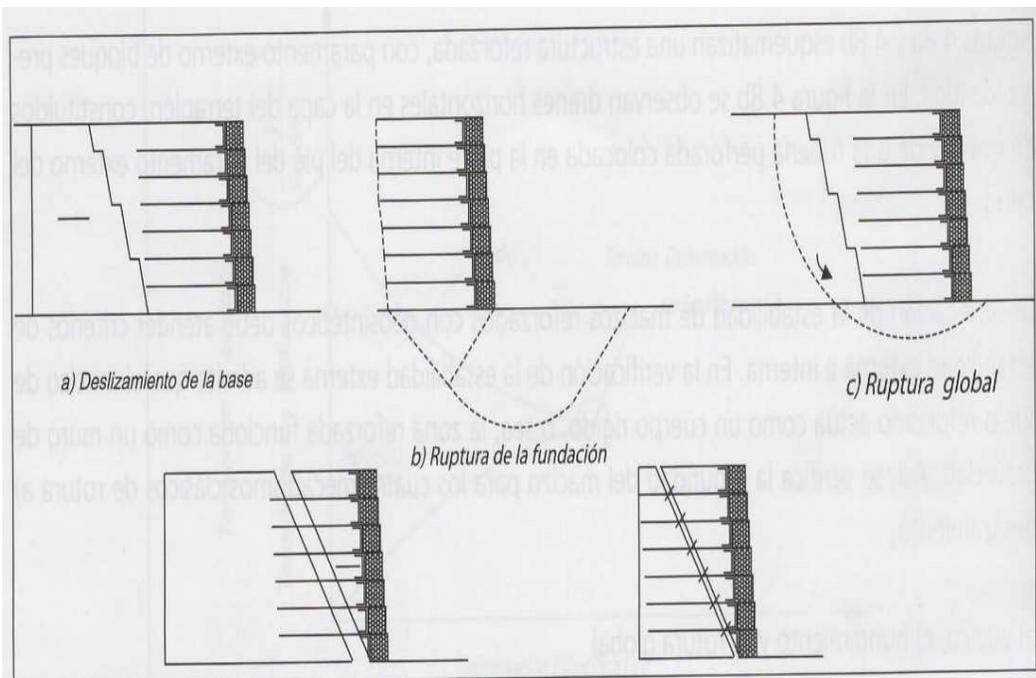


Figura 7: Estabilidad interna de un muro en suelo reforzado.
Fuente: Manual de suelos reforzados (Maccaferri, 2005)

Además de los análisis de estabilidad externa (análisis como muro) deben ser hechas los análisis internos de la estructura, afín de verificar la estabilidad de los refuerzos separadamente, entonces se valida la resistencia y la largura individual por capa. Esa certificación se basa en el análisis por equilibrio límite, separando el macizo en dos regiones denominadas zona activa y resistiva, revelando dos condiciones: a) arrancamiento del refuerzo y b) rotura del refuerzo.

1.3 Hipótesis

1.3.1 Hipótesis general

Al determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

1.3.2 Hipótesis específicas

Al determinar el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza su estabilidad empleando los factores de seguridad establecido por la DGAA del MEM en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Al establecer las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Al determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Al determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

CAPÍTULO II METODOLOGÍA

2.1 Tipo de investigación

La investigación es de tipo aplicada porque se enfoca en dar solución a un problema existente, para este caso es una presa de relaves en la mina Huachocolpa uno.

Es una investigación descriptiva de enfoque mixto. Descriptiva porque describe la situación actual de la presa de relaves. Mixto porque junta tipos de investigación, cualitativa que considera las recomendaciones de guía ambiental para estabilidad, guía para diseño de presa de relave, estudio de peligro sísmico, cuantitativa debido a que se procederán a realizar mediciones matemáticas para cuantificar los factores de seguridad.

2.2 Nivel de investigación

La presente investigación es de nivel descriptiva porque se presentan cuadros de datos tales como los factores de seguridad y las tablas de parámetros de diseño que ayudan a encontrar una solución a la construcción de la presa de relave con el método no convencional.

2.3 Diseño de investigación

El propósito de la investigación es experimental porque se manipula muestras de material para realizar ensayos de laboratorio y conocer su comportamiento y características físicas. Es de cronología prospectiva porque se plantea una recolección de data a través de un cronograma de actividades de orden secuencial que permitirá tomar decisiones y obtener resultados. El número de mediciones es transversal porque los datos se recolectan en un solo tiempo que consta de una visita de campo.

2.4 Variables

La variable dependiente en la presente investigación es el análisis de estabilidad sísmica, debido a que lo utiliza para ver el efecto que tiene la variable independiente. La variable independiente será el método de suelo armado, la cual no se modificará y solo se limitará a seguir sus lineamientos.

2.4.1 Operacionalización de variables

Tabla 2: Variable dependiente

VARIABLE	INDICADOR	ÍNDICE	INSTRUMENTO (INST.)	ITEM
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SÍSMICA	Factores de Seguridad establecido por DGAA del MEM	- Análisis de estabilidad estática - Análisis de estabilidad pseudo-estática. - Análisis de estabilidad Post Licuación.	Guía y cuestionario	1,2,3

Fuente: Propia

Tabla 3: Variable independiente

VARIABLE	INDICADOR	ÍNDICE	SUB INDICE	INST.	ITEM
MÉTODO DE SUELO ARMADO	Técnicas de diseño	Peligro geológico-geotécnico	Fallas geológicas-geotécnica	Guía y cuestionario	4,5,6,7 8,9,10, 11,12,13
		Diaclasamiento	Discontinuidad		
		Análisis hidrológico	Relación del área de captación y área de embalse		
			Precipitación extrema		
			Control de aguas superficiales		
		Especificación técnica del material	Refuerzo de gavión		
			Refuerzo de geo malla		
		Material de relleno	Relave grueso		
		Tipo de presa	Aguas arriba		
		Altura máxima	Crecimiento anual		
		Drenes	-		
		Coeficiente de aceleración sísmica	-		
	Licuaación de suelos	-			
	Parámetros ambientales	Suelo	-	Guía y cuestionario	14,15,16
		Agua			
Aire					
Factibilidad económica	Relación precio capacidad	-	Guía y cuestionario	17	

Fuente: Propia

2.4.2 Definición operacional de variables e indicadores

a) Análisis de estabilidad sísmica

Es la evaluación matemática para hallar la estabilidad de la estructura bajo condiciones sísmicas.

b) Factores de seguridad establecidos por el DGAA del MEM

Son los valores mínimos de seguridad a alcanzar en la evaluación de estabilidad.

c) Método de suelo armado

Es la alternativa de diseño no convencional para una presa de relaves que se basa en el uso del relave grueso y refuerzos (gavión y geo malla) como material principal en la construcción de la presa.

d) Técnicas de diseño

Son todas las recomendaciones técnicas dadas por la dirección general de asuntos ambientales del ministerio de energía señalada en la “guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desecho sólidos de mina”.

e) Parámetros ambientales

Son medidas enfocadas directamente al medio ambiente en el que nos desenvolvemos influyendo no solamente en nuestro campo laboral. Guía ambiental para el manejo de relaves mineros

f) Factibilidad económica

Determinamos el presupuesto de costos de los recursos técnicos, humanos y materiales tanto para el desarrollo como para la implantación del sistema. Además, nos ayudara a realizar el análisis costo-beneficio de nuestra metodología.

2.5 Población y muestra

2.5.1 Población de estudio

La población sujeta de estudio estuvo constituida por presas de relaves de método convencional a una altura de 3500 a 4500 m.s.n.m. que se encuentran a 5 kilómetros de distancia de la minera Huachocolpa uno-Huancavelica.

2.5.2. Muestra del estudio

El tamaño de muestra se centra en la presa de relaves por el método de suelo armado, que se encuentran en la Mina Huachocolpa uno - Huancavelica a una altura de 4355 m.s.n.m.

2.6 Técnicas de investigación

La investigación usa la técnica de cuestionarios para dar validez a los índices asumidos. Para llegar a los resultados se organizó una secuencia de actividades, que comprenden 3 bloques el primero es la recolección de información de campo, el segundo estudios de laboratorio y trabajo de gabinete.

En el bloque 1

- Muestro de material de relave y suelo de cimentación
- Recolección de datos de la biblioteca de campo (estudios realizados previamente).

En el bloque 2

- Ensayos de laboratorio usando datos de densidad obtenido en campo.

En el bloque 3

- Obtención de una relación de parámetros al procesar información obtenida en campo y a través de los ensayos de laboratorio.
- Usa la herramienta Slide (programa para análisis de estabilidad de taludes)

2.7 Instrumentos de recolección de datos

Luego de especificar el tipo de estudio, el diseño de la investigación y el caso de estudio seleccionada para el desarrollo de la presente tesis, se aplicará como instrumento cuestionario semi-estructurado que consta de preguntas cerradas acerca de los indicadores e índices de estudio y diseño con relación al análisis sísmico de la presa de relaves. Otros mecanismos de recolección de datos para la aplicación del caso son los siguientes:

El levantamiento topográfico se elaboró con la estación total topcon pts-835, efectuando la obtención de data sobre una extensión total de 144.6 ha en un total de una semana, el cual fue referenciado en base a las estaciones topográficas existentes. La norma de E.050 Suelos y Cimentaciones sirvió para elaborar el programa de investigación donde:

Primero definir el límite de área de interés, luego contabilizar el número de puntos de investigación, para luego proceder a profundizar a cada punto de investigación, terminado la verificación, comenzar a distribuir los puntos revisados al área de interés, obtener el número y tipo de muestra, y finalmente realizar los ensayos in situ y laboratorio.

Los datos obtenidos de laboratorio son el ángulo de inclinación, cohesión y resistencia de los materiales, procesados bajo un conocimiento previo de la densidad de campo. Para el caso de los geo-sintéticos y gaviones los datos proceden de la empresa Maccaferri quienes proporcionaron información técnica de sus productos. Debido a que Perú no cuenta con una norma de diseño de presa de relaves procedimos a usar como guía la norma para diseño de tranques de relave de Chile como material comparativo.

CAPITULO III

DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1. Evaluación técnica

3.1.1. Estabilidad geológica – geotécnica

3.1.1.1. Peligro geológico

En la superior a depósito de relaves proyectado, no se han identificado zonas de inestabilidad o potenciales deslizamientos; considerando el tamaño de cuenca es probable que los caudales de agua sean considerables durante una avenida máxima, para lo cual se ha diseñado un canal de derivación y coronación y un canal coronación, adecuadamente revestidos.

No hay evidencia de la existencia de una falla de carácter regional, tampoco otra estructura geológica que afecte en la estabilidad de la futura presa.

Se han identificado fallas locales inactivas donde se muestra los afloramientos rocosos, cuyos rumbos son principalmente de este a oeste con buzamientos que varían de 30 a 80°, de 15 hasta 60 cm de espesor y como relleno roca panizada y las rocas encajonantes están moderadamente fracturadas.

3.1.1.2. Investigación geotécnica

En la superior a depósito de relaves proyectado, no se han identificado zonas de inestabilidad o potenciales deslizamientos; considerando el tamaño de cuenca es probable que los caudales de agua sean considerables durante una avenida máxima, para lo cual se ha diseñado un canal de derivación y coronación y un canal coronación, adecuadamente revestidos.

3.1.1.3. Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas

Con el propósito de definir las características físicas y mecánicas de los materiales encontrados, del suelo de cimentación (roca intacta), así como de los materiales de canteras a utilizar en el futuro recrecimiento de la misma, para la optimización del diseño, se consideró conveniente llevar a cabo un programa de ensayos de laboratorio con muestras representativas de suelos y rocas.

A continuación, se indica los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas realizados:

- a) Densidad in Situ - Método del cono de arena (ASTM D 1556)
- b) Peso específico de sólidos (ASTM D-854)
- c) Contenido de humedad (ASTM D-2216)
- d) Ensayo de corte directo a gran escala (ASTM D3080)
- e) Ensayo de compresión triaxial CU, c/ presión de poros (ASTM D-4767)
- f) Ensayo de proctor modificado (ASTM D-1557)
- g) Propiedades físicas de la roca (ASTM C-97-02).
- h) Resistencia uniaxial o compresión simple (ASTM D2938-95)

3.1.1.4. Suelo de cimentación – macizo rocoso

Para determinar las propiedades físicas y de resistencia de la roca intacta se realizó una campaña de investigaciones de laboratorio con ensayos de compresión simple, carga puntual y propiedades físicas. Para estimar la resistencia a la compresión simple a partir del índice $I_s(50)$ se utilizó la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = FI_{s(50)}$$

En la que:

- $I_s(50)$ = Índice de carga puntual corregido para un diámetro de muestra de 50 mm (en MPa)
- σ_c = Resistencia a la compresión simple estimada a partir del $I_s(50)$ (en MPa)

- F = Factor de conversión

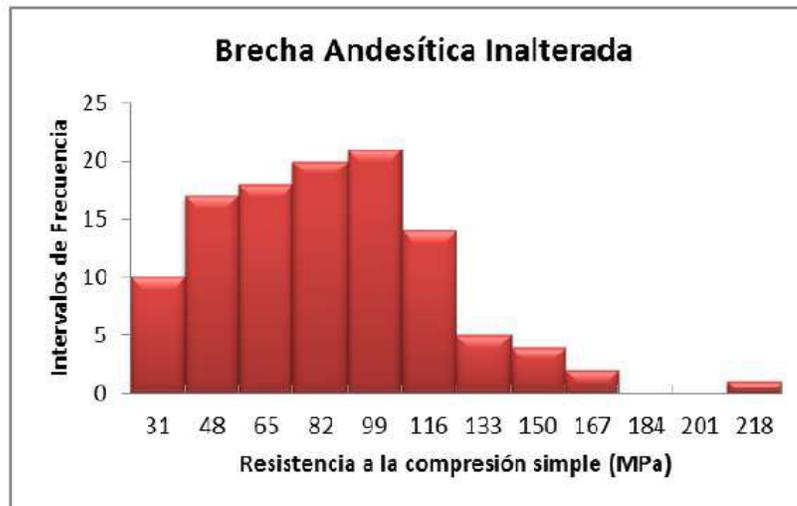
De acuerdo con investigaciones recientes (Hawkins, 1998 y Thuro, 2001), el factor F, puede variar entre 10 y 50; por lo que, en general se recomienda efectuar ensayos de compresión simple y de carga puntual por cada grupo de muestras con las mismas características, con el fin de determinar el factor de conversión.

Tabla 4: Factores de conversión estimados para el proyecto.

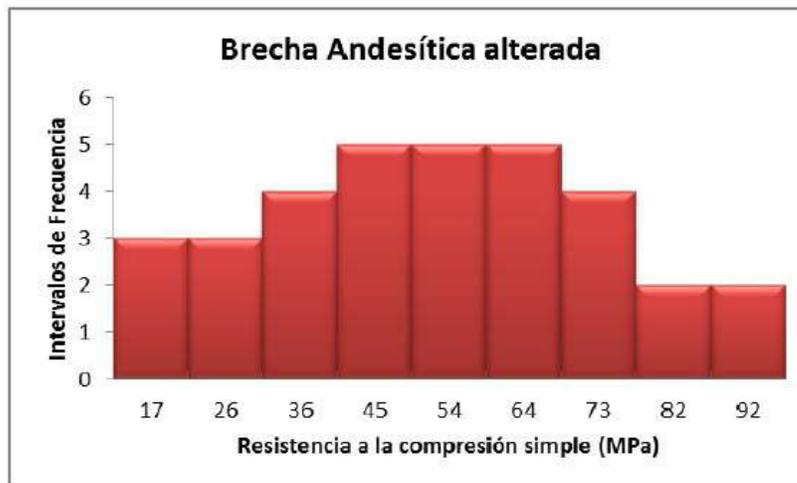
LITOLOGÍA	CARGA PUNTUAL			COMPRESIÓN SIMPLE			Factor F
	Muestras	$I_{s(50)}$ (MPa)	$I_{c(50)}$ (MPa)	Muestras	σ_i (MPa)	σ_c (MPa)	
Brecha andesítica inalterada	M3	5.73	5.64	M1	113.52	100.64	17.84
	M10	5.55		M9	119.66		
Brecha andesítica con alteración.	M5	3.87	3.75	M4	68.74	73.32	19.55
	M7	3.63		M2	77.90		

Fuente: Propia

Con los resultados obtenidos se realizó una evaluación estadística para determinar los valores representativos para cada tipo de roca dominante. Asimismo, se consideró toda la información bibliográfica disponible para la compatibilización de los resultados.



RCS: 65 – 100 (MPa)



RCS: 40 – 70 (MPa)

Figura 8: Resistencia de la roca Inalterada y alterada para el proyecto.

Fuente: Propia

Los resultados de ensayos de carga puntual y compresión simple de las muestras de roca procedente del vaso se muestran en el Anexo 3.

3.1.1.5. Discontinuidades

La estabilidad de los taludes en roca está normalmente controlada por la resistencia que existe a lo largo de la superficie de las discontinuidades, sobre todo cuando éstas pueden desarrollar cuñas u otras superficies de deslizamiento.

La resistencia a lo largo de dichas discontinuidades se analizó en base al método propuesto por Barton(1973), que tiene en consideración la rugosidad de la discontinuidad JRC, resistencia de la pared de la discontinuidad JCS y el ángulo de fricción básico o residual.

El parámetro JRC fue estimado en los afloramientos rocosos para cada forma y rugosidad, mientras que el parámetro JCS fue estimado a partir de los ensayos de compresión simple de la roca intacta considerando el grado de alteración sufrida en las paredes de las discontinuidades y el ángulo de fricción básico ϕ_b fue estimado de acuerdo a las recomendaciones de la Rocscience.

Tabla 5: Parámetros de resistencia de discontinuidades.

Lito-tipo	Angulo de fricción básico (ϕ_b)	JRC	JCS (MPa)	Cohesión (KPa)	Ángulo de fricción (ϕ)
Brecha Andesítica inalterada	30	5	30	12.83	38.13
Brecha Andesítica alterada	28	4	20	8.59	33.89

Fuente: Manual de discontinuidades rocscience

Las propiedades de resistencia de las discontinuidades para macizo rocoso alterado e inalterado fueron obtenidas mediante el programa rock data.

3.1.1.6. Resistencia del Macizo Rocosó

Las propiedades de resistencia del macizo rocoso difieren de la roca intacta, debido a que el primero presenta discontinuidades como diaclasas, fisuras, fallas, etc., siendo prácticamente imposible ejecutar ensayos de corte o de compresión triaxial en el mismo, a una escala apropiada.

Por esta razón, se han definido criterios de fallamiento del macizo rocoso a partir de los índices de clasificación, siendo uno de ellos el criterio propuesto por Hoek & Brown (1988), actualizado por Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002).

Este criterio toma en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes “mb”, “s” y “a”, las que se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, estando representado por el índice de resistencia geológica GSI. La forma generalizada del criterio de fallamiento de Hoek – Brown es:

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

Donde:

- mb, s y a son parámetros que dependen de las características del macizo rocoso y cuyo cálculo se detalla más adelante.
- σ_{ci} : es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
- σ'_1 , σ'_3 son los esfuerzos efectivos axial y de confinamiento principales respectivamente.

Los parámetros mb, s y a, se calculan mediante las siguientes fórmulas aplicables a macizos rocosos disturbados y no disturbados.

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\left(\frac{GSI}{15}\right)} - e^{-\left(\frac{20}{3}\right)} \right)$$

La Variable es la constante de la roca intacta, el cual fue estimado mediante los ensayos de compresión triaxial realizados en el laboratorio. D es un factor de daño que depende del grado de alteración al cual el macizo rocoso está sujeto al daño por efecto de la voladura y relajación de presiones. Este factor varía de 0 para macizos rocosos in-situ no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Para el caso del uso de voladura se consideró D=0.7. Dado que muchos de los programas geotécnicos, en especial los de estabilidad de taludes, utilizan los parámetros del criterio de falla. (Mohr-

Coulomb, 1773); se han calculado los valores de la cohesión y ángulo de fricción del macizo rocoso (Hoek, 2002), la misma que relaciona los valores del esfuerzo normal y de corte con los esfuerzos principales. Estos parámetros fueron determinados con el programa RocLab 1.0 de Rocscience.

Tabla 6: Parámetros de resistencia del macizo rocoso.

Dominio Estructural	Peso unitario (KN/m ³)	GSI	Macizo rocoso				
			Hoek-Brown			Mohr Coulomb	
			m _b	s	a	C (KPa)	Φ(°)
DE-1	26	40	0.406	0.0001	0.511	196	45.5
DE-2	26	35	0.294	0.00003	0.516	141	39.4

Fuente: Programa rock data.

Las propiedades de resistencia del macizo rocoso alterado y macizo rocoso inalterado fueron obtenidas mediante el programa Rock Data.

3.1.1.7. Características del relave y material de préstamo

Las investigaciones geotécnicas indican que el relave grueso está clasificado como arena limosa con siglas SM de acuerdo a la Clasificación SUCS, medianamente densa a densa, húmeda de color marrón claro a plomo. En el Gráfico 14, se muestra las granulometrías del relave grueso realizadas como parte del presente estudio y otras provenientes de muestras extraídas de las perforaciones realizadas. De dicho gráfico podemos concluir que el porcentaje acumulado máximo de contenido de finos (< Malla N° 200) del relave grueso debe ser 25 %, esto para la construcción del recrecimiento de la presa.

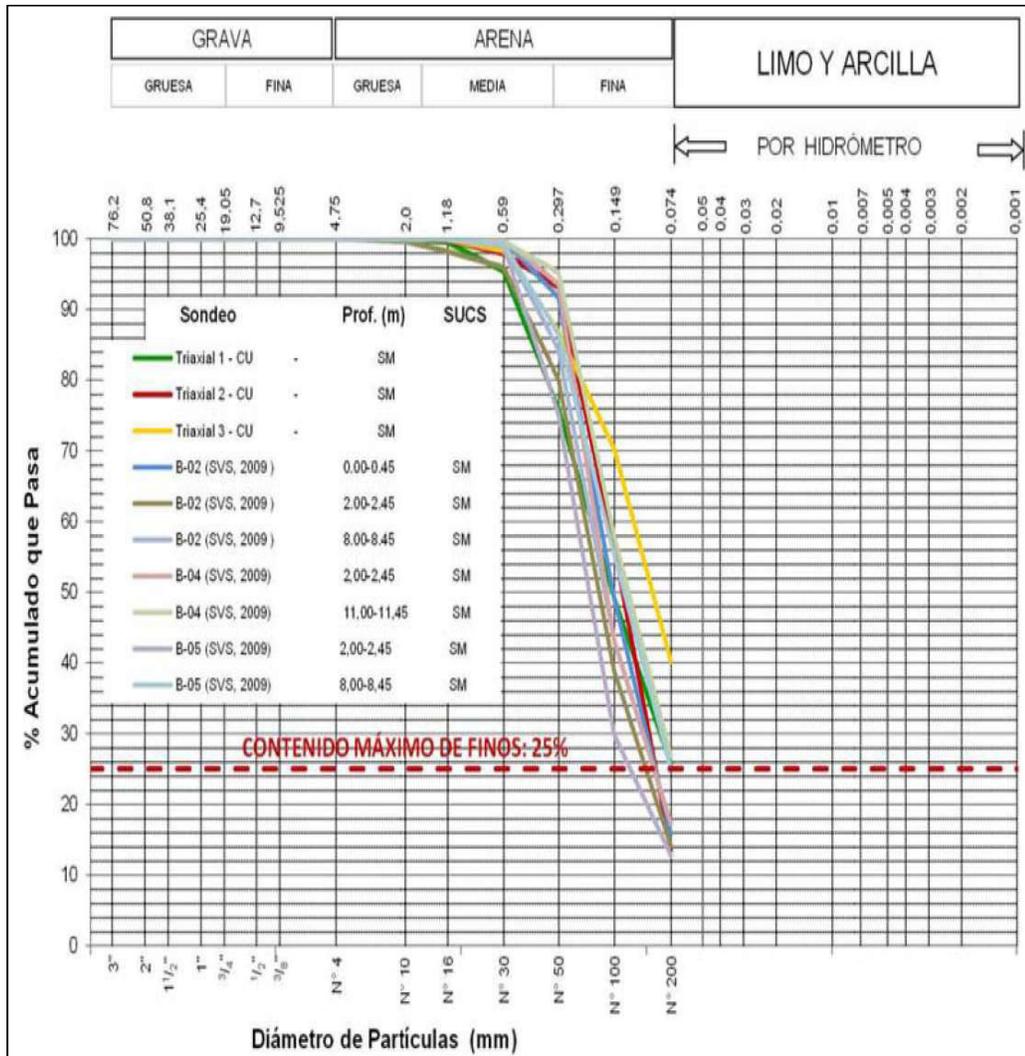


Figura 9: Resultados de ensayos de granulometría del relave grueso.

Fuente: Laboratorio de suelos - Universidad Nacional de Ingeniería

Los resultados de ensayos de densidad realizados arrojaron valores promedios de densidad húmeda igual a 1.65 g/cm³ y densidad seca de 1.50 g/cm³, ensayados en el material de arena limosa (SM) correspondiente al relave grueso (ver Anexo 3)

El peso unitario del relave grueso fue determinado a partir de la máxima densidad seca obtenida (MDS) mediante el ensayo proctor modificado multiplicado por 90% y 95%, equivalente a 17.5 y 18.5 kn/m³ respectivamente.

Los resultados de los siete (7) ensayos triaxiales CU con medición de presión de poros, realizados en el material de arena limosa (SM) a las densidades promedio estimadas, dio como resultado ángulos de fricciones totales y efectivos comprendidos entre, 12.5° a 32° y 29° a 37.8° , respectivamente; mientras que la resistencia a la cohesión total y efectiva dio como resultado valores comprendidos entre, 0.0 a 1.8 kg/cm^2 y 0.0 a 1.76 kg/cm^2 , respectivamente. Los resultados de los siete (7) ensayos triaxiales CU con medición de presión de poros, realizados en el material de arena limosa (SM) a las densidades promedio estimadas, dio como resultado ángulos de fricciones totales y efectivos comprendidos entre, 12.5° a 32° y 29° a 37.8° , respectivamente; mientras que la resistencia a la cohesión total y efectiva dio como resultado valores comprendidos entre, 0.0 a 1.8 kg/cm^2 y 0.0 a 1.76 kg/cm^2 , respectivamente. En el gráfico 15 se muestra la Recta 1, producto de la regresión lineal simple realizada entre el ángulo de fricción efectivo y la densidad seca compactada.

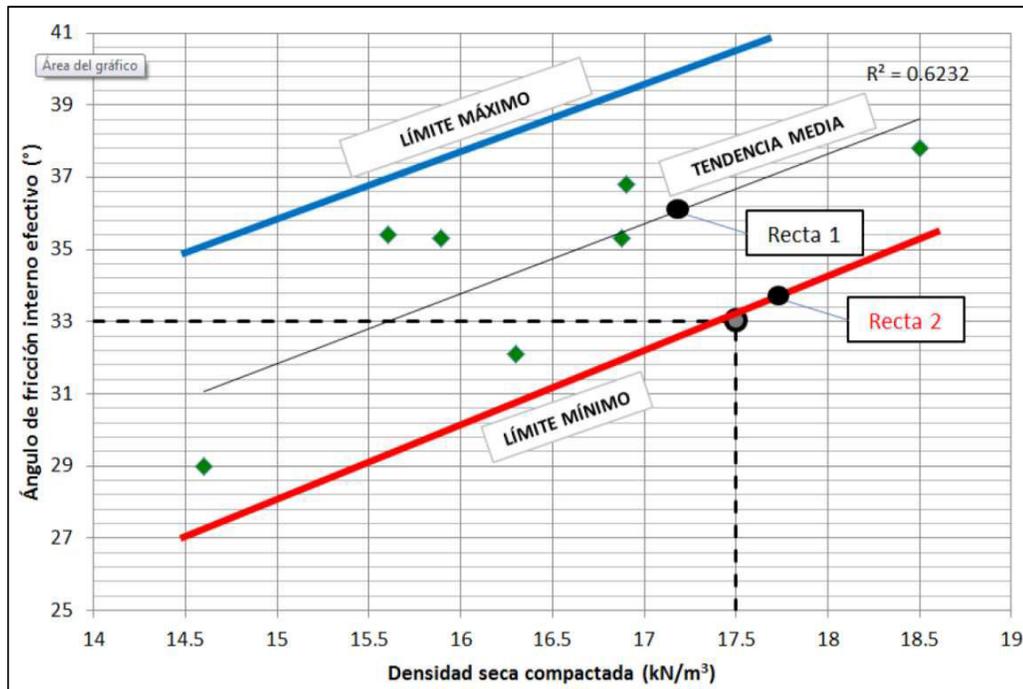


Figura 10: Regresión lineal del ángulo de fricción interna vs Densidad seca compactada (condición drenada)

Fuente: Laboratorio de suelos - Universidad Nacional de Ingeniería

En vista de la baja correlación que se encontró entre ambas variables ($r = 0.62$), como un criterio conservador se planteó la recta 2, de modo tal que ésta sea paralela a la recta 1 y que asimismo se encuentre debajo del 100% de los datos.

De dicho gráfico se determinó que el ángulo de fricción efectivo para el peso unitario del 90% de la MDS (17.5 kN/m^3) es 33° , valor que corresponde para la condición drenada del material de relave grueso.

Los resultados de ensayos de laboratorio del relave grueso se muestran en el Anexo 3.

El relave fino está constituido por el material resultante del proceso de cicloneado de relaves, está clasificado como una arcilla de baja plasticidad (CL), de baja plasticidad, muy húmedo a saturado y de color marrón claro a plomo. De acuerdo a la experiencia del asesor para materiales de relaves finos similares, se ha considerado una densidad seca de 1.4 g/cm^3 y una

humedad del 35%, obteniéndose una densidad húmeda de 1.89 g/cm³, equivalente a 18.6 g/cm³.

El resultados de ensayo triaxial CU con medición de presión de poros, a la densidad seca estimada, dio como resultado un ángulo de fricción total y efectivo de 11.5° y 15.5° respectivamente, la resistencia a la cohesión total y efectiva corresponde a 0.3 y 0.26 kg/cm² respectivamente. Los resultados de ensayos de laboratorio del relave grueso se muestran en el Anexo 3.

3.1.1.8. Cálculo de propiedades de muro de gavión

De acuerdo con las investigaciones de Maccaferri en el manual técnico de obras de contención el peso específico del muro dependerá del peso específico del material de relleno bajo la siguiente formula:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1-n)$$

Donde:

- γ_g : Peso específico de gavión
- γ_p : Peso específico de material de relleno de gavión (17.5)
- n : Porosidad de material de relleno (0.55)

Donde obtenemos un peso específico del gavión de 7.87 KN/m³.

La resistencia a la rotura está dada por el ángulo de fricción ϕ y cohesión c_g .

El cálculo ambas propiedades se realizarán bajo la siguiente fórmula:

$$\phi = 25\gamma_g - 10^\circ \quad \text{Y} \quad c_g = 0.3x p_u - 0.5 \text{ [tf/m}^2\text{]}$$

Donde se obtiene un ángulo de fricción de 83.25° y una cohesión de 22.

3.1.2. Estabilidad hidrológica

Se realizó el estudio hidrológico con la finalidad de estimar los caudales máximos de escorrentía para el diseño de obras hidráulicas, que garanticen la estabilidad hidrológica e hidráulica del depósito de relaves mediante un sistema de captación y derivación de la escorrentía superficial.

3.1.2.1. Relación de área de embalse

El área de la cuenca es 144.6 Ha y el área que proyecta utilizar el caso de investigación es 6.2 Ha. Ver plano en el Anexo 8.

3.1.2.2. Precipitación extrema

El área de estudio, no cuenta con registros de precipitación máxima en 24 horas, debido a esta limitante se analizó la precipitación máxima en 24 horas registrada en la estación túnel cero (1979/1991 y 1993/2008), que cuenta con un registro histórico de 29 años, el observatorio es representativo debido a que ubica de 20.6km de la zona de estudio y sobre todo porque presenta similitudes hidrológicas en cuanto a la altitud.

La información fue proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrológica (SENAMHI). La data histórica de precipitaciones máximas en 24 horas, fue multiplicada por un factor 1.13 para tomar en cuenta el efecto de provenir de pluviómetros con una lectura diaria.

Tabla 7: Precipitación máxima anual en 24 horas (mm)

AÑO	ESTACIÓN TÚNEL CERO	
	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS EN MM	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS CORREGIDOS EN MM
1979	33.2	37.5
1980	27.3	30.8
1981	35.9	40.6
1982	52.2	59
1983	25.6	28.9
1984	38.3	43.3
1985	22.7	25.7
1986	35.3	39.9
1987	23.1	26.1
1988	27.8	31.4
1989	31	36
1990	54.5	61.6
1991	37	41.8
1993	36.5	41.2
1994	30.5	34.5
1995	26.2	29.6
1996	27.3	30.8
1997	21.6	24.4
1998	25.8	28.4
1999	26.1	29.5
2000	25.8	29.2
2001	29.6	33.4
2002	23.7	26.8
2003	27.4	31
2004	28.7	32.4
2005	47.8	51
2006	25	28.3
2007	35.8	40.5
2008	26.8	32.3

Fuente: Servicio nacional de meteorología e hidrología del Perú

El análisis de la precipitación máxima en 24 horas, registrada en la estación túnel cero, se realizó aplicando el software hidrológico Hyfran, el programa fue desarrollado por el Instituto Nacional de Investigación Científica Agua, Tierra y Medioambiente (INRS-ETE) de la Universidad de Québec con el patrocinio de Hydro-Québec (el principal productor de energía hidroeléctrica del mundo) y del Consejo de investigación en ciencias naturales e ingeniería de Canadá (CRSNG).

HYFRAN ha sido desarrollado por el equipo del Dr. Bobée, que tiene más de 25 años de experiencia en hidrología estadística. El Dr. Bobée y su grupo contribuyen activamente a la investigación en el análisis de frecuencia de los eventos extremos en el marco de las actividades de la Cátedra en Hidrología Estadística.

El programa de cómputo permite analizar la distribución de frecuencias empleando 12 modelos probabilísticos (Exponencial, Pareto, GEV, Gumbel, Weibull, Log Normal de 2 parámetros, LogNormal de 3 parámetros, Gamma, Gamma Generalizada, Gamma Inversa, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III). Los modelos mencionados son aplicables para realizar análisis de eventos extremos, que tiene como utilidad fundamental determinar la mayor variabilidad de los resultados posibles, los parámetros de los modelos se determinaron mediante el método de máxima verosimilitud y método de momentos.

Para la bondad de ajuste se empleó la prueba chi-cuadrado, su utilidad se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos.

Los modelos que pasaron satisfactoriamente la prueba estadística de Chi – Cuadrado son: Exponencial, GEV, Gumbel, Log Normal de 2 parámetros, Log Normal de 3 parámetros, Gamma, Gamma Inversa, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III, luego se determinó para cada modelo la precipitación máxima en 24 horas para diferentes intervalos de recurrencia. La precipitación

máxima en 24 horas, para la unidad hidrográfica se determinó promediando los valores de precipitación obtenidos con los 9 modelos probabilísticos.

La precipitación máxima en 24 horas, para la cuenca escalera para un periodo de retorno de 100, 200 y 500 años es de 67.7mm, 74.5mm y 84.3mm, respectivamente, para una probabilidad de excedencia de 1.0%, 0.5% y 0.2%, la misma interpretación se realiza para los demás periodos de retorno. (Ver tabla 12).

Tabla 8: Precipitación máxima en 24 Horas para diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno en años	Precipitación Máxima en 24 Horas (mm)									
	Distribución Exponencial	Distribución GEV	Distribución Gumbel	Distribución Log Normal de 2	Distribución Log Normal de 3	Distribución Gamma	Distribución Gamma	Distribución Pearson	Distribución Log Pearson	Área de Estudio
2	32	32.7	33.8	34.4	32.8	34.8	34.1	33	33.3	33.4
3	36.6	36.1	37.2	38.2	36.4	38.7	37.8	37.2	37	37.2
5	42.5	40.5	40.9	42.1	41	42.5	41.6	41.7	41.3	41.6
10	50.4	47.3	45.7	46.8	47.6	46.9	46.5	48	47.2	47.4
20	53.4	55.3	50.3	51.1	54.8	50.7	51	54	53.3	52.7
50	63.9	68.5	56.2	56.4	65.4	55.3	56.8	61.9	61.9	60.7
100	76.8	80.9	60.6	60.2	74.3	58.5	61.1	67.7	68.9	67.7
200	84.8	95.9	65	63.9	84	61.6	65.4	73.5	76.5	74.5
500	95.3	121	70.9	68.7	98.2	65.4	71.1	81.1	87.4	84.3
1000	103	145	75.3	72.3	110	68.2	75.4	86.9	96.3	92.5
2000	111	174	79.7	75.9	123	70.8	79.8	92.6	106	101.4
10000	130	267	89.9	84.1	157	76.8	90.3	106	132	125.9

Fuente: Servicio nacional de meteorología e hidrología del Perú

La precipitación extrema en las cuencas colectoras fue estimada, en base de la precipitación extrema en 24 horas en el área de estudio. Para el efecto, se aplicó el método de Dick & Pearsche.

En la tabla 13, se muestra la precipitación extrema calculada para las cuencas analizadas.

Tabla 9: Precipitación extrema en cuencas (mm/hr)

Cuenca	Periodo de recurrencia (años)	
	100	500
Cuenca C1	20.3	25.3
Cuenca C2	17.0	21.1

Fuente: Propia

Los caudales pico, correspondientes a las cuencas se estimó mediante el método racional, debido a su limitada extensión superficial. En la tabla 12, se incluyen los valores de caudales estimados.

Se han previsto la construcción de dos canales de derivación el primero para cuenca C1, con una sección de 0.75 x 0.75 m revestido con concreto. El segundo canal correspondiente a la cuenca C2, tendrá una sección de 0.5 x 0.5m, revestido con concreto. Los cálculos correspondientes se presentan en el Anexo 5.

3.1.2.3. Control de aguas superficiales

En el sector norte del depósito de relaves aflora agua de forma permanente y en el vaso del mismo durante la excavación de las calicatas se encontró que el nivel freático es superficial alrededor de 1.2 m de profundidad.

Por la formación geológica del vaso del depósito se determinó que el agua subterránea esta embalsada por el cierre natural de la sub-quebrada y por el bofedal existente en la zona de descarga que por su moderada permeabilidad solo permite la descarga parcial hacia el talud aguas abajo.

La alimentación de esta agua se realiza durante la temporada de lluvias, que por el tamaño de sus cuencas adyacentes genera un volumen considerable y su descarga se realiza de forma leve durante todo el año.

3.1.2.4. Control de aguas en el depósito de relaves

Para asegurar estabilidad hidrológica, el proyecto requiere de un sistema de drenaje, que no use costosos sistemas de bombeo, que evite la obstrucción de los drenes y consolide rápidamente el relave, asegurando e incrementando al máximo la capacidad de almacenamiento, por lo cual se deberá diseñar un sistema de drenaje, que tenga una respuesta inmediata y una elevada capacidad de conducción de los líquidos del relave.

Después de estudiar el comportamiento del relave y el proceso de llenado del depósito, se propone la utilización de geo compuestos de drenaje en toda el área del talud aguas arriba del depósito, el cual está impermeabilizado con geo membrana, dado que el proceso de disposición es de afuera hacia adentro y así se evitará la formación de espejos de agua debido al agua que viene con los relaves y al agua de escorrentía que ingresará proveniente del área entre el canal de coronación y el depósito, para así aumentar al máximo el área de captación. Se considera también la colocación de un sistema de tuberías colectoras de Ø 4" de HDPE corrugadas, perforadas y forradas con geotextil de 300 gr/m². En el talud estarán dispuestas a cada 10.0 m y estarán conectadas a una tubería que estará en una zanja de drenaje en la zona inferior del talud, la cual evacuará hacia una poza de recuperación de soluciones ubicada aguas abajo del depósito.

El caudal o capacidad de drenaje de este geo compuesto colocado en el talud será de 61,55 l/s, y considerando un factor de seguridad de 2.5, entonces el caudal de trabajo será de 24,62 l/s.

Adicionalmente se está considerando la colocación de un drenaje de fondo consistente en tuberías de HDPE de Ø 4" corrugadas, perforadas y envueltas

en geotextil, que estarán separadas a cada 10.0 m y en toda la longitud del depósito y evacuarán también hacia la poza de recuperación de soluciones. El agua que se colectará en la poza de recuperación de soluciones será bombeada hacia la planta para su reutilización.

3.1.3. Estabilidad estática

3.1.3.1. Características técnicas de materiales

Los valores de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conformaran el depósito de relaves, se indica en el cuadro siguiente:

Tabla 10: Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales.

Material	Peso unitario (kN/m³)	Ángulo de fricción (grados)	Cohesión (kPa)
Macizo Rocoso	26	45.5	196
Relave fino	18.6	10	17
Relave grueso	17.5	31	0
Relave Consolidado	18.5	33	0
Desmonte de Mina	22	42	0
Gavión Roca	7.87	83.25	22

Fuente: Propia

3.1.3.2. Características técnicas del suelo armado – refuerzos

Tabla 11: Propiedades físicas y mecánicas de los refuerzos.

Refuerzo	Peso unitario (kN/m³)	Ángulo de fricción (grados)	Cohesión (kPa)
Malla hexagonal	30	40	5
Geo malla Uniaxial 200KN	118	29	20
Geo malla Uniaxial 120KN	71	29	20
Geo malla Biaxial 200KN	118	29	20

Fuente: Maccaferri del Perú (Encarte técnico, 2005)

3.1.4. Estabilidad sísmica

3.1.4.1. Peligro sísmico

La zona de estudio está ubicada aproximadamente a 13.06° latitud Sur y 74.98° longitud Oeste, la misma que se ve afectada por la actividad tectónica que tiene su origen en sismos con hipocentros superficiales y profundos.

Los más profundos están asociados al proceso de subducción de la placa de nazca (oceánica) bajo la placa sudamericana (continental), generando frecuentemente terremotos de gran magnitud. Los sismos superficiales en cambio, están relacionados con fallas regionales, como las fallas de Huaytapallana ubicada en Huancayo y las fallas de Ayacucho, que existen a lo largo de la cordillera andina, siendo estos sismos menores, tanto en magnitud como en frecuencia.

En la figura 12, se muestra la ubicación de las fallas activas regionales cercanas al proyecto de investigación.

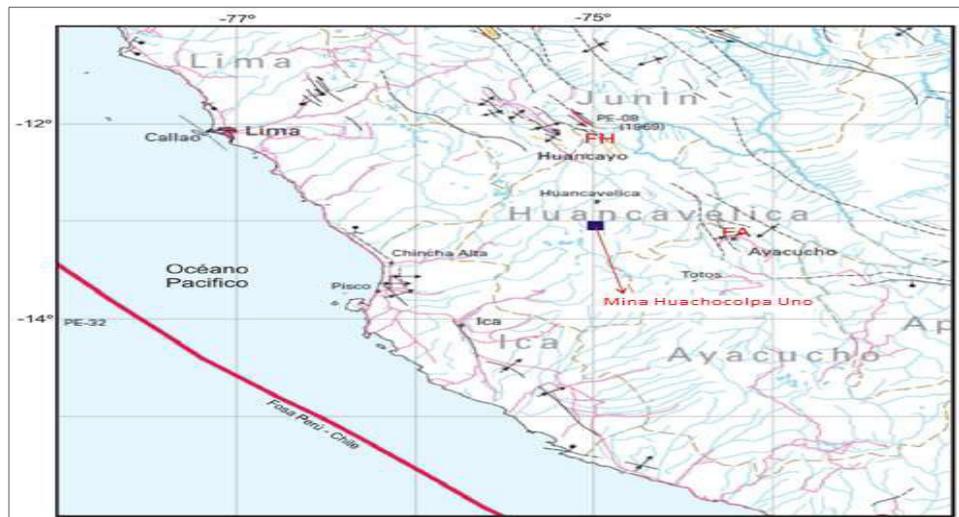


Figura 11: Ubicación del área del proyecto.

Fuente: Instituto Geográfico Nacional. (2015)

Solo desde 1963 se cuenta en el Perú con registros instrumentales relativamente confiables de eventos sísmicos, con los cuales se puede efectuar análisis estadísticos y probabilísticos, aunque la información histórica puede servir para ajustar dichos análisis.

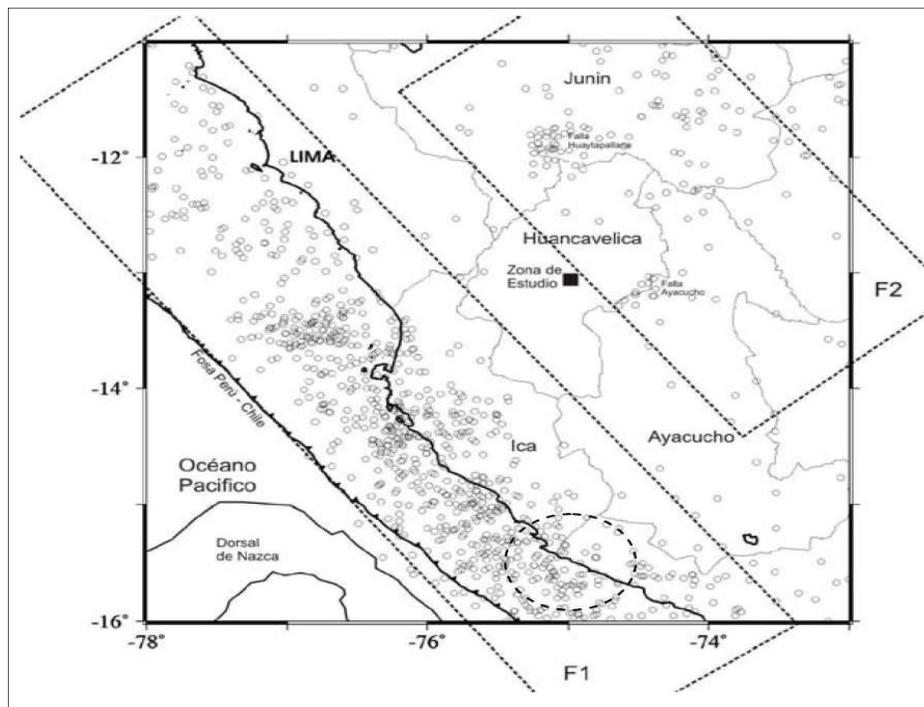


Figura 12: Distribución espacial de la sismicidad de foco superficial ($h < 70$ km)

Fuente: Instituto geofísico del Perú. (2009)

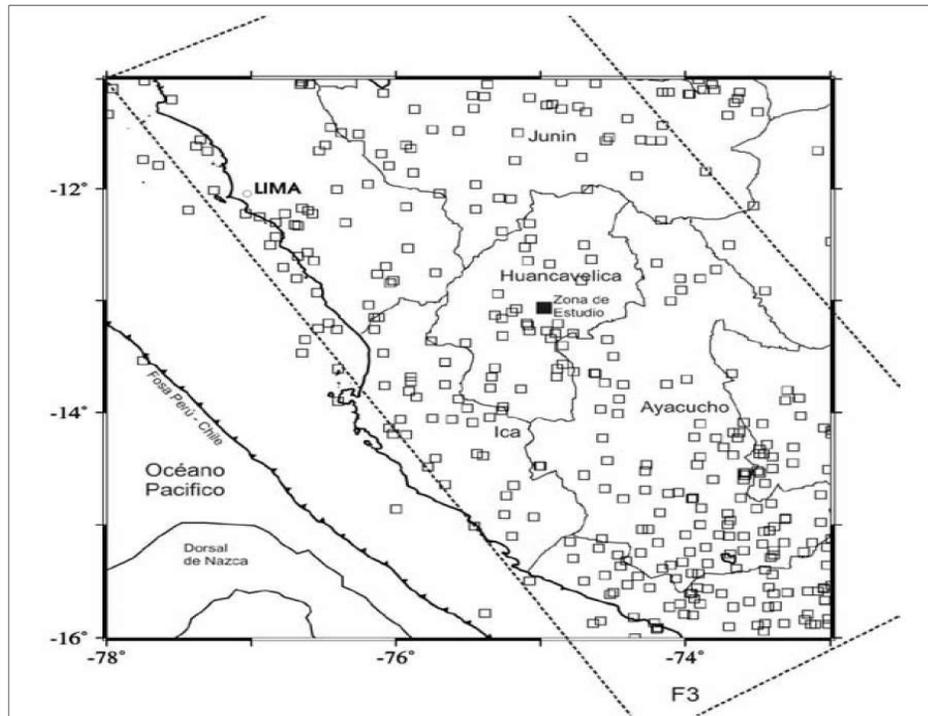


Figura 13: Distribución espacial de la sismicidad de foco intermedio ($71 < h < 300$ km)

Fuente: Instituto geofísico del Perú. (2009)

Se ha efectuado una selección de las fuentes sismo génicas propuestas por Castillo (1993) en base al catálogo de sismos publicada por el proyecto SISRA (1985), por el ISC hasta el año 1992, por el NEIC y el Instituto Geofísico del Perú hasta el año 2008, con magnitudes de ondas M_s (magnitud de ondas superficiales) iguales o mayores a 4.0.

Con la información sísmica seleccionada, se procedió a calcular la aceleración máxima del terreno en la zona de estudio, atribuible a eventos sísmicos, para lo cual se emplearon las fórmulas de atenuación de Casaverde y Vargas (1980), utilizando la información de grandes sismos con epicentros ubicados frente al departamento de Lima y registrados por estaciones sísmicas ubicadas en Lima y alrededores.

$$a = 68.7e^{0.8M_s} (R + 25)^{-1.0}$$

Conocidas las características sísmicas de las fuentes y la ley de atenuación, se puede calcular el riesgo sísmico, considerando la suma de los efectos de

la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia de cada fuente y el área donde se encuentra el proyecto. El peligro sísmico para el área de estudio ha sido determinado utilizando el programa de computo SEISRISK-III (Bender y Perkins, 1987). El programa se utilizó para evaluar las probabilidades de excedencia correspondientes a determinados niveles de aceleración pico. El periodo de retorno de la aceleración pico es simplemente el inverso de la probabilidad anual de excedencia. La aceleración pico fue estimada para los siguientes puntos: N8556500-E501500 y N8555500-E501750, (ver tabla 17).

Tabla 12: Riesgo sísmico para el proyecto Huachocolpa Uno

Periodo de retorno (años)	Aceleración sísmica (g)	Probabilidad anual de excedencia
100	0.22	1.0x10 ⁻²
500	0.36	2.0x10 ⁻³
1000	0.44	1.0x10 ⁻³

Fuente: Instituto geofísico del Perú. (2009)

No obstante, y debido a que las aceleraciones sísmicas máximas se manifiestan sólo durante un periodo muy corto, la aceleración de diseño se define como una fracción de la aceleración máxima. Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima esperada, mientras que el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers), recomienda el uso de un coeficiente sísmico igual al 50% de la aceleración pico de diseño, la misma que está basada en numerosos estudios del comportamiento de terraplenes durante eventos sísmicos.

Asimismo, en la guía ambiental publicada por el Ministerio de Energía y Minas, se sugiere el uso de una fracción comprendida entre 1/2 a 2/3 de la aceleración pico de diseño.

Considerando las recomendaciones descritas anteriormente, los niveles de riesgo en la zona del proyecto y asumiendo que el talud aguas abajo de la presa de estabilización quedará en el tiempo, se ha empleado una aceleración de diseño igual a 0.18g, que equivale al 50% de la aceleración pico de terreno

que corresponde a un periodo de retorno de 500 años, equivalente a un periodo de cierre y 0.11g, que equivale al 50% de la aceleración pico de terreno que corresponde a un periodo de retorno de 100 años, equivalente a un periodo de operación para los taludes temporales.

3.1.4.2. Licuación de relaves

En suelos granulares finos y saturados, las solicitaciones sísmicas pueden manifestarse mediante el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos y originada por la vibración violenta que produce el sismo.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las siguientes características; primero debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa y/o limo arenoso no plástico, luego encontrarse sumergido bajo el nivel freático además su densidad relativa debe ser baja.

En el futuro depósito de relaves se identificó que el relave fino ubicado en el vaso estaría sometido a un efecto de licuación, en tal sentido se ha realizado un análisis post-licuación considerando la disminución de la resistencia friccionante a cero.

3.2. Evaluación ambiental

Las consideraciones ambientales se basan en la no alteración del suelo, agua y aire, para tal razón se considera no disturbar áreas adyacentes y eliminar la creación de canteras debido a que se usara solo material residual procedente de los residuos de mina.

Para el caso del agua se considera la captación de aguas de escorrentía y desviarlas a un curso natural, asimismo como la captación de aguas de contacto y protección con geo membranas para evitar su filtración.

La metodología implementada no contempla contaminación de aire debido a que reduce la emisión de polvo. Los grandes equipos serán reemplazados por mano de obra no calificada.

3.3. Evaluación económica

Las ratios estándar del mercado bajo métodos tradicionales de construcción de presas aguas abajo y por experiencia del área de investigación tenemos 13.2 US\$/TM, cabe precisar que para nuestro caso tenemos:

Tabla 13: Evaluación de costos progresivos

DESCRIPCIÓN	COSTO (US\$)	CAPEX (US\$)	CAPEX (US\$/ton)	OPEX (US\$)	OPEX (US\$/ton)
Costos Cierre	635,750				
Obras Preliminares		559,026			
Impermeabilización Vaso		435,500			
Canal de Coronación		62,702			
Drenaje		18,925			
Etapa I				1'838,345	0.89
Etapa II				1'851,420	1.87
TOTAL	635,750	1'076,153	0.35	3'689,765	

Fuente: Propia

3.4. Resultados del caso

Se ha realizado una evaluación de la estabilidad actual en las secciones típicas de los taludes Norte y Este. Los resultados obtenidos se resumen en el cuadro siguiente y el detalle de los mismos se presenta en anexo 7.

Tabla 14: Resumen de los factores de seguridad obtenidos

Sección	Descripción	Tipo de Falla	Factor de seguridad		
			Estático	Pseudo-estático	Post licuación
Talud norte y este	Aguas arriba con Geo malla	Circular	2.353	1.419	1.547

Fuente: Propia

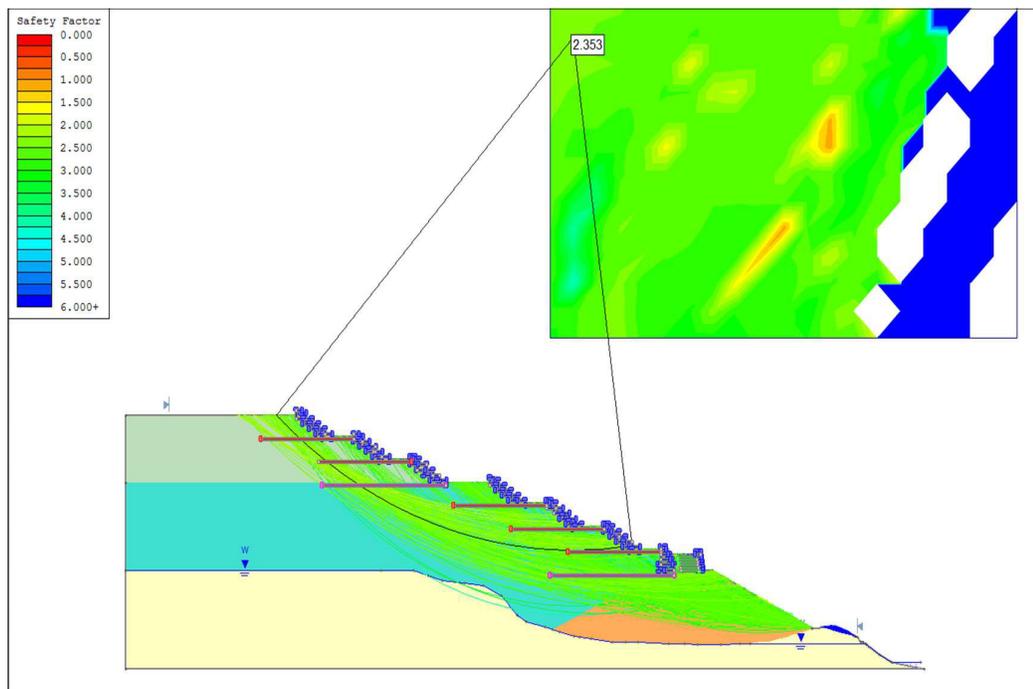


Figura 14: Resultado del análisis estático en Slide

Fuente: Propia.

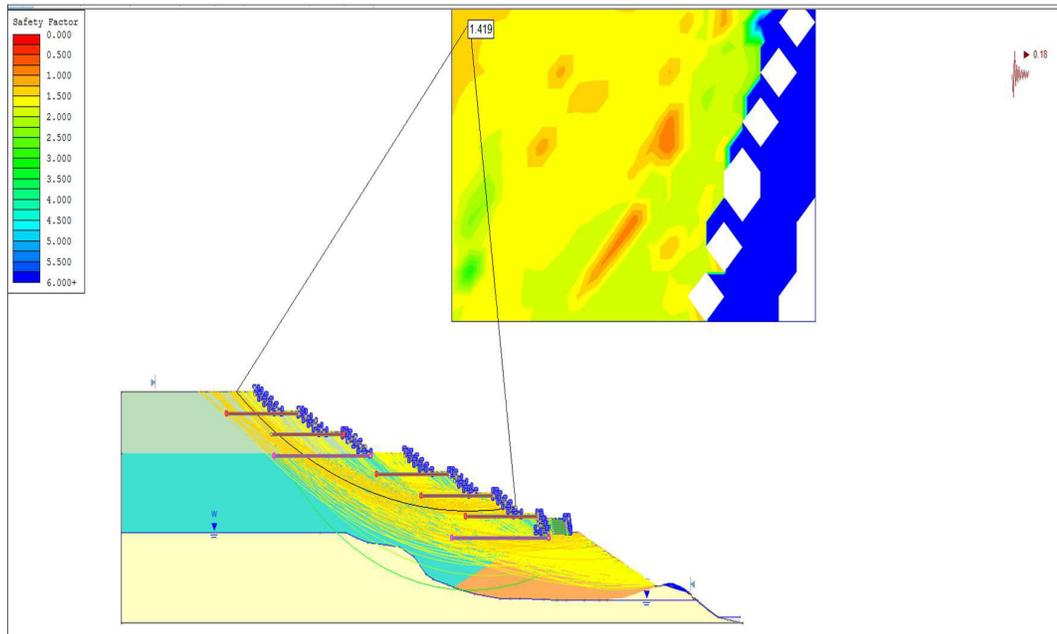


Figura 15: Resultado del análisis pseudo – estático en Slide

Fuente: Propia.

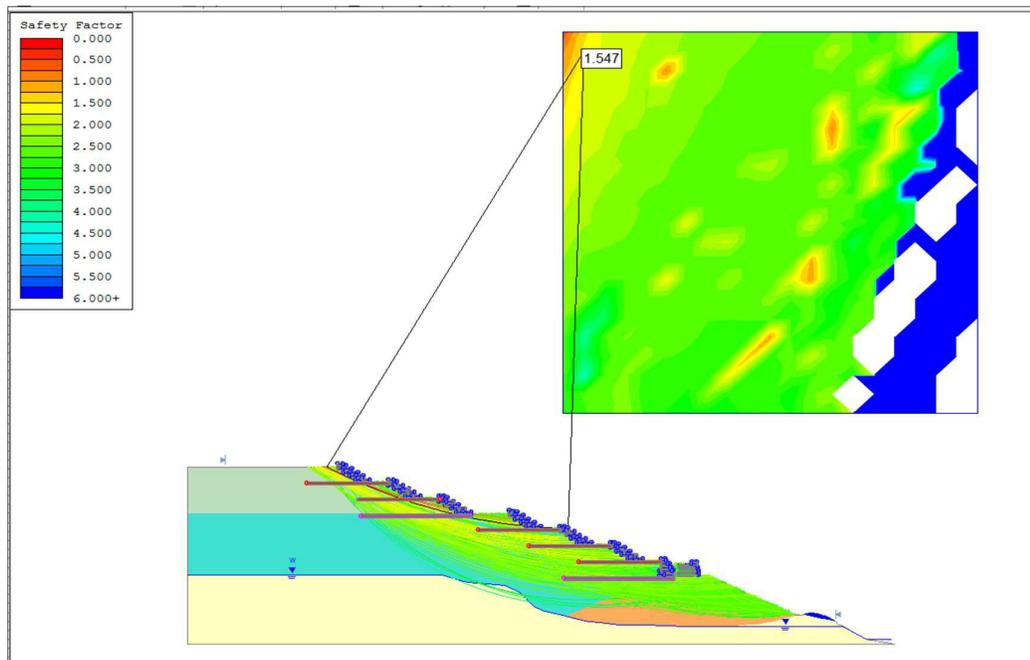


Figura 16: Resultado del análisis post-licuación en Slide

Fuente: Propia.

CAPITULO IV

PRESENTACION DE LOS RESULTADOS

4.1. Contrastación de hipótesis

4.1.1. Hipótesis general

Hipótesis alterna (Ha):

Al determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Hipótesis nula (Ho):

Al determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado no se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

4.1.2. Hipótesis específica

Hipótesis específica 1

Hipótesis alterna 1 (H1):

Al aplicar los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Hipótesis nula 1 (H0):

Al aplicar los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado no se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Hipótesis específica 2

Hipótesis alterna 2 (H2):

Al establecer las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno –Huancavelica.

Hipótesis nula 2 (H0):

Al establecer las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado no se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno –Huancavelica.

Hipótesis específica 3:

Hipótesis alterna 3 (H3):

Al determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Hipótesis Nula 3 (H0):

Al determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado no se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno – Huancavelica.

Hipótesis específica 4:

Hipótesis alterna 4 (H4):

Al determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno –Huancavelica.

Hipótesis Nula 4 (H0):

Al Determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina Huachocolpa uno –Huancavelica.

4.1.3. Caso de investigación

La ubicación de los depósitos de relaves se emplaza al sur de la planta concentradora mediante un acceso de 3 km y sobre la margen izquierda del río escalera. Geográficamente, la zona de estudio se encuentra ubicada en el distrito de Huachocolpa, provincia de Huancavelica, departamento de Huancavelica, en las coordenadas UTM 501,392.445E – 8'556,303.870N, a una altitud media de 4,355 m.s.n.m. Los accesos al área del proyecto son la carretera departamental de Huancavelica y por el sur la carretera Libertadores con desvió a Huaytara.

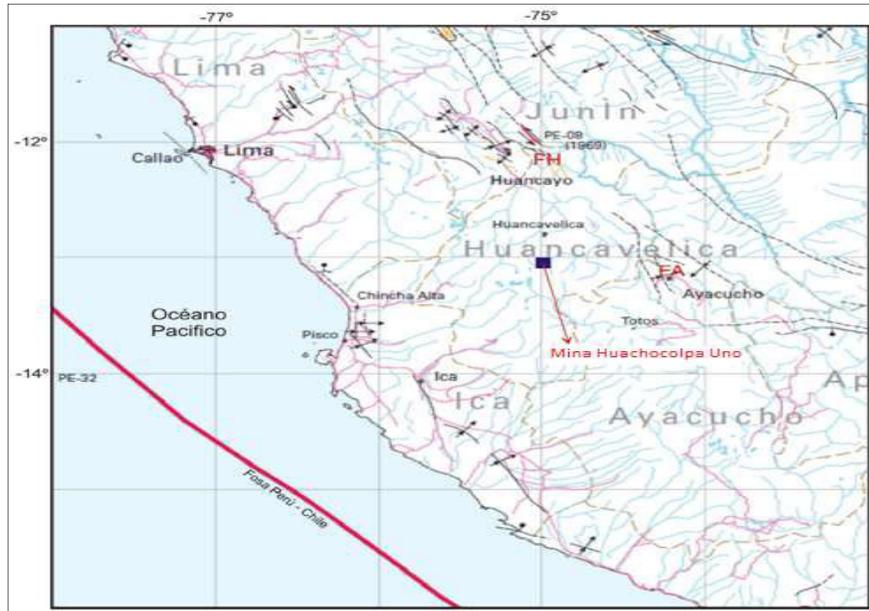


Figura 17: Ubicación de la mina Huachocolpa uno

Fuente: MINEM, DATUM Sistema de coordenadas WGS – 84

4.1.4. Arreglo general

El proyecto considera la construcción de una serie de obras que tienen como objetivo la construcción de las pozas para la disposición de los relaves derramados y estabilización de todo el depósito de relaves.

La secuencia de construcción será primeramente el acceso y la presa de estabilización, seguida de la impermeabilización, construcción del sub-drenaje, construcción de drenaje superficial y finalmente el llenado de relaves.

4.1.4.1. Presa de estabilización

En la cimentación de la presa se deberá realizar la excavación de una capa de material inadecuado según el detalle de los planos, hasta alcanzar el macizo rocoso o un material competente.

La presa estará constituida por dos tipos de material compactado, el primero denominado material tipo A constituido por una grava arenosa (GS) con un contenido de finos menor a 10%, compactado en capas de 50cm de espesor, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo proctor modificado. El segundo material tipo B, constituido por una grava arcillosa (GC) con un contenido de finos menor a 22%,

compactado en capas de 50cm de espesor, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo proctor modificado. El nivel de cresta será de 4385 m.s.n.m., con un ancho de 5 m, talud aguas arriba de 2.0 (H):1.0 (V) y talud aguas arriba de 1.5 (H): 1.0 (V). Con un volumen requerido de 6,648 m³ para el material Tipo A y 22,888 para el material Tipo B.

4.1.4.2. Sistema de impermeabilización

Con la finalidad de impermeabilizar el vaso de la poza y el talud aguas arriba de la presa de estabilización, para no alterar el contexto hidrogeológico existente. Se proyectó la instalación de una geo membrana LLDPE de 1.0 mm de espesor en el vaso, protegidas con un geo textil no tejido de 300 gr/m² o un material de suelo fino para evitar el daño a la geo membrana. Una cobertura de geo membrana HDPE de 2.0 mm de espesor en el talud aguas arriba de la presa de estabilización, protegida por un geo textil de 300 gr/m².

4.1.4.3. Sistema de sub drenaje

Para extraer las aguas subterráneas se colocarán en el vaso del depósito de relaves, un sistema de sub-drenaje tipo espina de pescado, que a la vez extraerán las aguas de la presa, mediante la colocación de tubería HDPE corrugada de 6 y 8" de diámetro y perforada, las mismas que estarán envueltas por una grava limpia con diámetro medio de 2" y un geo textil de 300 gr/m². Las aguas descargarán a una tubería HDPE principal de 8" de diámetro ubicado en el sector de la presa de estabilización que descargará finalmente hacia la poza de colección ubicada aguas abajo, el mismo que conduce las aguas hacia la planta de tratamiento de aguas acidas.

4.2. Análisis e interpretación de la investigación

A continuación, se muestran los resultados obtenidos al aplicar el cuestionario al ingeniero responsable. El cuestionario se encuentra en el Anexo I.

Tabla 15: Aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado.

Aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM.	Análisis de estabilidad sísmica	
	SÍ	NO
¿Se realizó el análisis de estabilidad estática?	X	
¿Se realizó el análisis de estabilidad pseudo-estática?	X	
¿Se realizó el análisis de estabilidad post licuación?		X

Fuente: Propia.

Respecto a la implementación de la aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado donde no se considera el análisis de estabilidad post licuación, por lo tanto se acepta la hipótesis alterna 1.



Figura 18: Porcentajes numéricos de la aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM.

Fuente: Propia.

Interpretación: El 33 por ciento no utiliza los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica, mientras que el 67 por ciento si lo utiliza.

Tabla 16: Aplicación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado.

Verificación de los análisis de estabilidad geológica-geotécnica, estabilidad hidrológica, estabilidad estática, estabilidad sísmica según cuestionario.	Técnicas de Diseño	
	SÍ	NO
¿Se plantea utilizar el estudio de peligro geológico-geotécnico para verificar su estabilidad?	X	
¿Se considera en el diseño las fallas por diaclasamiento?	X	
¿Se plantea un análisis hidrológico para verificar su estabilidad hidrológica?	X	
¿Se utiliza el método de suelo armado para el análisis de estabilidad?	X	
¿Se considera en el diseño la utilización de material de relleno para el método de suelo armado?	X	
¿Se considera en el diseño el tipo de presa a analizar?		X
¿Se considera en el diseño la altura máxima de la presa?	X	
¿Se considera en el diseño la instalación de drenes?	X	
¿Se utiliza el coeficiente de aceleración sísmica obtenido a través del estudio de peligro sísmico?	X	
¿Se plantea una solución para evitar la licuación de suelos ante un evento sísmico?		X

Fuente: Propia.

Respecto a la implementación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado donde no se considera el tipo de presa a analizar y evitar la licuación de suelos ante un evento sísmico, por lo tanto se acepta la hipótesis alterna 2.

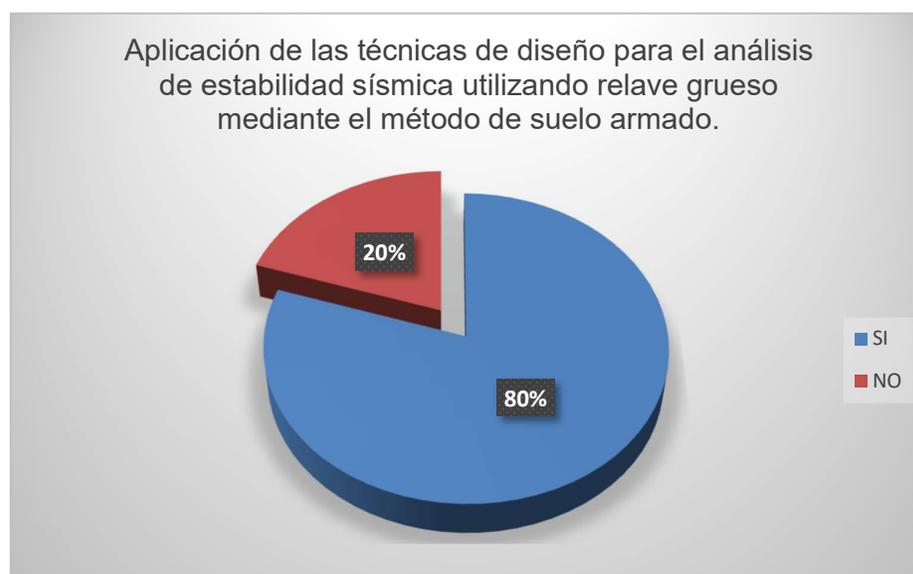


Figura 19: Porcentajes numéricos de la aplicación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica.

Fuente: Propia.

Interpretación: El 20 por ciento no aplica las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica, mientras que el 80 por ciento si lo utiliza.

Tabla 17: Aplicación de los **parámetros ambientales** para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado.

Verificación del impacto ambiental en la zona adyacente a la presa.	Parámetros ambientales	
	SÍ	NO
¿Se considera el impacto ambiental del suelo en áreas adyacentes a la presa de relaves?	X	
¿Se considera el impacto ambiental del agua superficial y aguas subterráneas cercanas a la presa de relaves?	X	
¿Se considera el impacto ambiental del aire?		X

Fuente: Propia.

Respecto a la implementación de los parámetros ambientales con respecto al impacto ambiental en la zona adyacente a la presa donde no se considera el impacto ambiental del aire, por lo tanto, se acepta la hipótesis alterna 3.

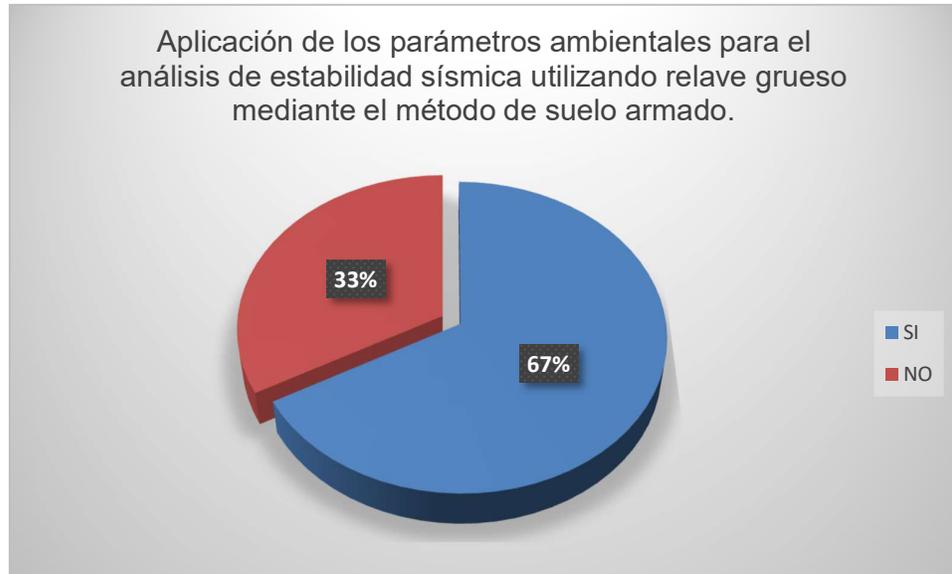


Figura 20: Aplicación de los parámetros ambientales para el análisis de Estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado.

Fuente: Propia.

Interpretación: El 33 por ciento no utiliza los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica, mientras que el 67 por ciento si lo utiliza.

Tabla 18: Verificación de la factibilidad económica con la comparativa de ratio costo sobre ton/m^3 .

Ratio costo sobre ton/m^3	Factibilidad económica	
	SÍ	NO
¿Se considera en el presupuesto la relación precio-capacidad?		X

Fuente: Propia.

Respecto a la implementación del ratio del costo sobre ton/m^3 de acuerdo verificando la factibilidad económica, por lo tanto no se considera la relación precio-capacidad, por lo tanto se acepta la hipótesis alterna 4.

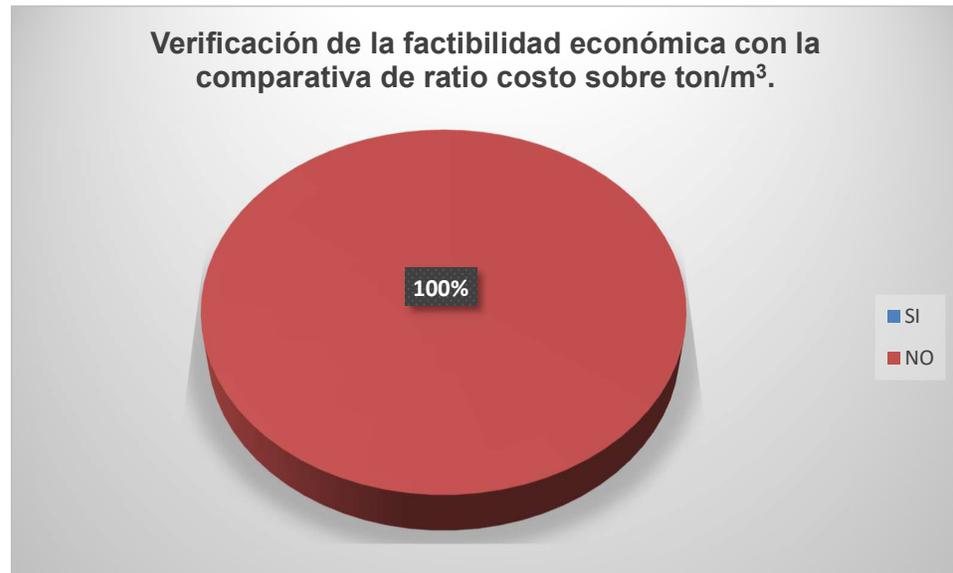


Figura 21: Verificación de la factibilidad económica con la comparativa de ratio costo sobre ton/m^3 .

Fuente: Propia.

Interpretación: El 100 por ciento no verifica la factibilidad económica con la comparativa de ratio costo sobre ton/m^3 .

Resumen de indicadores

En la tabla mostrada a continuación, se hizo el resumen de los cuatro indicadores que fueron: la aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM, las técnicas de diseño, los parámetros ambientales y la factibilidad económica.

Se obtuvieron resultados de los indicadores que están siendo implementados en el proyecto de análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso con el método de suelo armado en la minera Huachocolpa Uno-Huancavelica. También se obtuvo el promedio ponderado.

Tabla 19: Porcentaje total de los indicadores para el análisis de estabilidad sísmica.

Ítem	Análisis de estabilidad sísmica	Total
1	Aplicación de los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado	67%
2	Aplicación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado.	80%
3	Aplicación de los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado	67%
4	Verificación de la factibilidad económica con la comparativa de ratio costo sobre ton/m ³ .	0%
Promedio ponderado		54%

Fuente: Propia.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN Y APLICACIÓN

Bernal (2012) plantea un recrecimiento de una presa aguas abajo con el uso de material de préstamo, asumiendo que influye en su estabilidad de manera importante, cabe precisar que esta afirmación no es precisa, ya que la estabilidad de una presa está en función del material usado y de la técnica de conformación del talud que puede influir enormemente en su estabilidad.

El resto de antecedentes aplica el uso de material de préstamo lo cual crea una dependencia de su acopio para proceder con la construcción, caso contrario es la presente investigación que propone el uso de relave producido como único material para el recrecimiento de los diques perimetrales. Como lo plantea Almerco (2014) el uso de enrocado en la construcción de una presa plantea que se garantice el volumen total de material para la construcción de la presa.

Las construcciones tradicionales se basan en el recrecimiento del talud aguas abajo debido a que la presa tiene un área de apoyo sobre una superficie natural y estable, pero planteamos que a través de la ingeniería podemos mejorar la superficie sin importar su condición inicial bajo la premisa que todo suelo puede ser mejorado con la aplicación de la metodología de suelo armado haciendo uso del gavión y geo mallas con características apropiadas para el proyecto.

La metodología de suelo armado no es aplicada en la construcción de presas de relaves debido a que no existe experiencia en su uso, lo cual no es un planteamiento sólido ya que la seguridad de la estabilidad se garantiza a través de cálculos y el factor de seguridad. Planteamos que la propuesta para considerarse válida debe cumplir con la guía ambiental y recomendaciones dadas por el Ministerio de Energía y Minas (MEM), que es el ente regulador para estas construcciones, cuyas condiciones si se cumplen, así como

alcanzar los factores de seguridad mínimos requeridos por el MEM con lo cual nuestra propuesta se consideraría válida.

Cabe precisar la información bibliografía existente del método de suelo armado para casos de presas es pobre comparada a su aplicación en carreteras. Esta investigación busca dar un aporte a su aplicación en la pequeña y mediana minería que por sus reducidos recursos no tiene opción para cumplir con las medidas dadas por los entes reguladores.

El resultado del programa Slide tienen resultados del factor de seguridad (FS) igual a 2.35 y 1.42 para condiciones estáticas y pseudo estáticas respectivamente lo cual comparado con un proyecto ejecutado con métodos tradicionales a 5 km del área del caso plantado el FS de 1.4 en caso estático y 1.00 en caso pseudo estático, ambos proyectos son superiores a la recomendación dada por el MEM que plantea que el FS sea mayor a 1.

Como parte de la autocrítica inicial se consideró que al considerar un recrecimiento progresivo los costos operativos iban a ser muy altos e impactar en la utilidad de la actividad minera, pero con la evaluación de costos y aplicación del método de suelo armado que considera como material importante el gavión y geo mallas concluyo que los costos operativos son \$ 0.9 dólares para su primera etapa y \$ 1.87 dólares para la segunda etapa.

CONCLUSIONES

- Primera:** El análisis estabilidad estática de la presa construida con relave grueso con el método de suelo armado nos proporciona un factor de seguridad 2.35 y el análisis estabilidad pseudo-estática de la presa construida con relave grueso con el método de suelo armado nos proporciona un factor de seguridad 1.42.
- Segunda:** El costo analizado en la construcción del proyecto de una presa con el método de suelo armado representa una inversión inicial de 35% respecto a los métodos tradicionales de recrecimiento de presas aguas arriba con el uso de material de préstamo como desmonte de mina o enrocado. El resto de costos se traslada a la etapa operativa en al dueño del proyecto de construcción contara con mayor liquidez económica.
- Tercera:** Al verificar la aplicación de los factores de seguridad recomendados por la DGAA del MEM para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado garantiza la estabilidad de la estructura ante un evento sísmico, por lo tanto, se acepta la hipótesis alterna por que no se considera el análisis post licuación ante un evento sísmico. En conclusión, el 33 por ciento no utiliza correctamente la guía ambiental para el manejo de relaves de mina.
- Cuarta:** Al verificar la aplicación de las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado garantiza la estabilidad de la estructura ante un evento sísmico, por lo tanto, se acepta la hipótesis alterna por que no se considera

el tipo de presa a analizar, y soluciones para evitar la licuación de suelos. En conclusión, el 20 por ciento no utiliza las técnicas de diseño para obtener la estabilidad geológica-geotécnica, hidrológica, estática y sísmica.

Quinta: Aplicación de los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la reducción del impacto ambiental, por lo tanto, se acepta la hipótesis alterna por que no se realiza el estudio de impacto ambiental del aire. En conclusión, el 33 por ciento no verifica el impacto ambiental en la zona adyacente a la presa.

Sexta: Al verificar la factibilidad económica en la presa construida con relave grueso con el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la estructura, por lo tanto, se acepta la hipótesis alterna porque no considera la relación precio-capacidad. En conclusión, el 100 por ciento no aplica la ratio del costo sobre ton/m^3 de acuerdo a la verificación de la factibilidad económica.

Séptima: La determinación del análisis de estabilidad para una presa de relaves utilizando relave grueso con el método de suelo armado se mejora la estabilidad de la estructura por lo tanto se acepta la hipótesis general porque el 80 por ciento utiliza las técnicas de diseño, el 67 por ciento considera los parámetros ambientales y el 0 por ciento verifica la factibilidad económica con la comparativa de ratio costo sobre ton/m^3 de acuerdo a métodos tradicionales. En conclusión, la posibilidad de alcanzar una mejora en el análisis de estabilidad sísmica por el método de suelo armado es del 54 por ciento.

RECOMENDACIONES

- Primera:** El estudio de Peligro Sísmico para obtener el factor de aceleración sísmica debe tener considerar un periodo de retorno de 100 y 500 años, usar fórmulas de atenuación de Casa verde & Vargas (1980) e información de las Estaciones Sísmicas que operan en lima y alrededores.
- Segunda:** El diseño final del proyecto debe contar con especificaciones técnicas que describan a detalle el correcto uso del gavión y geo mallas que garanticen su concordancia con las recomendaciones del MEM.

FUENTES DE INFORMACIÓN

- Almerco, D. (2014). *Construcción de dique con tratamiento del relave en mina Catalina Huanca-Región Ayacucho*. Lima, Perú: Universidad de San Martín de Porres, Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Alva, J. e Infantes, M. (1999). *Diseño Sísmico de presas de tierra y enrocado*. Perú.
- Asenjo, R. (2012). *Efecto del Esfuerzo de Corte Estático en la Resistencia Cíclica en una Arena de Relaves*. Chile: Universidad de Chile. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Bernal, M. (2012). *Estabilidad Sísmica en presa de relave construida por el método de eje central*. Chile: Universidad de Chile. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.
- De Matteis, Á. (2003). *Geología y Geotecnia*. Tema: Estabilidad de taludes. Argentina: Universidad del Rosario.
- Guevara, F. (2009). *Recrecimiento de depósito de relaves utilizando muros de suelo reforzado con geo mallas*. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Haro, L. (2003). *Deposito de relaves Santa María un proceso de mejora continua*. Lima: Huachocolpa SAC
- Maccaferri del Perú. (2005). *Guía técnica de Estructuras en suelo reforzado*. Perú.
- Maccaferri del Perú. (2005). *Manual técnico de refuerzo de suelo*. Perú.
- Márquez, J. (2006). *Mecánica de suelos y estudios geotécnicos en obras de ingeniería*. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Tesis: Maestría.

- Ministerio de Energía y Minas. (2008). *Guía Ambiental para el manejo de relaves mineros*. Perú.
- Ministerio de Energía y Minas. (2008). *Guía Ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina*. Dirección general de asuntos ambientales, Perú.
- Ministerio de Energía y Minas. (2008). *Guía para el diseño de coberturas de depósitos de residuos mineros*. Dirección general de asuntos ambientales, Perú.
- Peña, L. (2008). *Análisis sísmico de presas de arena de relave*. Chile: Universidad Pontificia Católica de Chile. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Ruesta, J. y Alva J. (1988). *El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y de enrocado*. Perú: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.
- Samohod, A. (2016). Apuntes de clases del taller de tesis.
- Taype. M. (2008). *Estabilidad de Taludes en obras de Ingeniería Civil*. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil.
- Tavera, H. (2009) *Estudio de Peligro Sísmico para el Proyecto Mina Caudalosa – Huachocolpa*. Perú.
- Villanueva Jiménez, A. (2006), *Diseño de presa de relaves Alpamarca y el Uso de materiales de mina como cuerpo de Presa*. (Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil), Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima, Perú.

ANEXOS

ANEXO I
CUESTIONARIO AUTOAPLICADO

Lista de cotejo que será llenada mediante la presente investigación.

1.- Existe un análisis de estabilidad Estática para la presa de relaves según la Norma de diseño de Tranques.

Sí () No ()

2.- Existe un análisis de estabilidad Pseudo-Estatica para la presa de relaves según la Norma de diseño de Tranques.

Sí () No ()

3.-Se verifica el Coeficiente de aceleración para el estudio de peligro Sísmico.

Sí () No ()

4.- Existe la construcción del dique de arranque para la etapa cero.

Sí () No ()

5.- Se aplica la construcción del dique perimetral en una etapa.

Sí () No ()

6.- Se aplica la construcción del dique perimetral en la segunda etapa.

Sí () No ()

7.- Se realiza el movimiento de tierras planificado en la partida de obra.

Sí () No ()

8.- Se considera en el diseño la instalación de tuberías de drenaje.

Sí () No ()

9.- Se considera en el diseño la instalación de geo sintéticos HDPE.

Sí () No ()

10.- Se considera en el diseño la instalación de Gaviones.

Sí () No ()

11.- Se considera en el diseño la instalación de Geo-membrana LLDPE e=2mm, tensión 370 KN.

Sí () No ()

12.- Se considera en el diseño la instalación de Geo-malla biaxial HDPE de 200KN.

Sí () No ()

13.- Se considera en el diseño la instalación de Geo-textil biaxial HDPE de 250 gr/cm².

Sí () No ()

14.- Se considera en el diseño la instalación de la Malla Hexagonal de doble torsión tipo 10x12 aceros BCC.

Sí () No ()

15.- Se considera en el diseño el talud de dique de arranque 1.5H: 1V.

Sí () No ()

16.- Se considera en el diseño la altura máxima 14m (menor de 30m según guía)

Sí () No ()

ANEXO II - MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA METODOLÓGICA						
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SISMICA PARA UNA PRESA CON EL METODO DE SUELO ARMADO EN LA MINA HUACHOCOLPA UNO - HUANCAYELICA						
PROBLEMA PRINCIPAL	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICACIONES	INDICES	MÉTODOS
<p>PROBLEMA PRINCIPAL ¿Cómo determinar el análisis de estabilidad sísmica en una presa de relieves utilizando relave grueso con el método de suelo armado en la mina huachocolpa uno - huancavelica?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL Determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL Al determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE Análisis de Estabilidad Sísmica VARIABLE INDEPENDIENTE Método de suelo armado</p>			<p>TIPO DE INVESTIGACION: La investigación es de tipo Aplicativa porque se enfoca en dar solución a un problema específico, para este caso una presa de relaves en la Mina Huachocolpa. Descriptiva porque describe la situación actual de la presa de relaves. Método porque junta tipos de investigación, cualitativa que considera Guía Ambiental para estabilidad. Guía para diseño de presa de relaves, Estado de peligro Sísmico, cuantitativa debido a que se proceden a realizar mediciones matemáticas para cuantificar los factores de seguridad</p>
<p>PROBLEMAS ESPECIFICOS ¿Cómo determinar el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado empleando los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM en la mina huachocolpa uno - huancavelica?</p>	<p>OBJETIVOS ESPECIFICOS Cómo determinar el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado empleando los factores de seguridad establecidos por la DGAA del MEM en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>HIPOTESIS ESPECIFICAS Al determinar el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza su estabilidad empleando los factores de seguridad establecido por la DGAA del MEM en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE Análisis de Estabilidad Sísmica VARIABLE INDEPENDIENTE Método de suelo armado</p>	<p>Factores de Seguridad establecido por DGAA del MEM</p>	<p>Análisis de Estabilidad Estático</p> <p>Análisis de Estabilidad Pseudo Estático</p> <p>Análisis de Estabilidad Post-Lioucción</p>	
<p>¿Cómo determinar las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso en la mina huachocolpa uno - huancavelica?</p>	<p>Determinar las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>Al establecer las técnicas de diseño para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE Análisis de Estabilidad Sísmica VARIABLE INDEPENDIENTE Método de suelo armado</p>	<p>Técnicas de diseño</p>	<p>Peligro geológico y geotécnico</p> <p>Diáclasamiento</p> <p>Análisis hidrologico</p> <p>Método de suelo armado</p> <p>Materia de relleno</p> <p>Tipo de Presa</p> <p>Altura Máxima</p> <p>Drenes</p> <p>Coefficiente de aceleración sísmica</p> <p>Litacion de suelos</p>	<p>El propósito de la investigación es experimental porque se manipula muestras de material para realizar ensayos de laboratorio y conocer su comportamiento y características físicas.</p> <p>Es de Cronología prospectiva porque se plantea una reconstrucción de datos a través de un cronograma de actividades de orden secuencial que permitan tomar decisiones y obtener resultados.</p> <p>El número de mediciones es Transversal porque los datos se recolectan en un solo tiempo que consta de una visita de campo.</p>
<p>¿Cómo determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado en la mina huachocolpa uno - huancavelica?</p>	<p>Determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>Al determinar los parámetros ambientales para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE Análisis de Estabilidad Sísmica VARIABLE INDEPENDIENTE Método de suelo armado</p>	<p>Parámetros ambientales</p>	<p>Suelo</p> <p>Agua</p> <p>Aire</p>	
<p>¿Cómo determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica de la presa utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado en la mina huachocolpa uno - huancavelica?</p>	<p>Determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>Al determinar la factibilidad económica para el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso mediante el método de suelo armado se garantiza la estabilidad de la presa en la mina huachocolpa uno - huancavelica.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE Análisis de Estabilidad Sísmica VARIABLE INDEPENDIENTE Método de suelo armado</p>	<p>Factibilidad económica</p>	<p>Relaciones Precio / Capacidad</p>	

ANEXO III - RESULTADOS DE LABORATORIO

Análisis Granulométrico de Hidrociclón de relave de Alimento, Rebose y descarga



ANALISIS GRANULOMETRICO DE HIDROCICLON DE RELAVE DE ALIMENTO, REBOSE Y DESCARGA

Malla	Abertura (um)	ALIMENTO AL CICLON			OVERFLOW CICLON			UNDERFLOW DEL CICLON		
		%peso	Ac(+)	Ac(-)	%peso	Ac(+)	Ac(-)	%peso	Ac(+)	Ac(-)
28	595	0.39	0.39	99.61				0.50	0.50	99.50
35	420	0.55	0.94	99.06				0.35	0.85	99.15
48	297	7.05	7.99	92.01				20.00	20.85	79.15
65	210	2.90	10.89	89.11	1.11	1.11	98.89	10.50	31.35	68.65
100	149	23.28	34.17	65.83	7.76	8.87	91.13	30.10	61.45	38.55
150	105	16.14	50.31	49.69	10.09	18.96	81.04	15.00	76.45	23.55
200	74	5.25	55.56	44.44	9.09	28.05	71.95	4.85	81.30	18.70
-200	-74	44.44	100.00	0.00	71.95	100.00	0	18.70	100.00	0.00
		100.00			100.00			100.00		

Bomba Galigher 6"x4"

RPM bomba 1460

Ciclon D-10 ESPIASA

Características principales de la clasificación de relave

Parámetro	Alimento	Grueso,U/F	Fino,D/F
Densidad de pulpa, g/L	1,220	1,810	1,120
Conc. Sólidos, % sólidos	28.6	71.1	17.0
Distribución sólido, %	100.0	53.4	46.6
Flujo de sólidos, T/d	523	279.3	243.7
Volumen emplazado, m ³ /d	---	103.3	90.3
Volumen emplazado, m ³ /año	---	37199	32509
Distribución de agua, %	100	8.7	91.3
Caudal de agua, m ³ /d	1305.7	113	1189.8

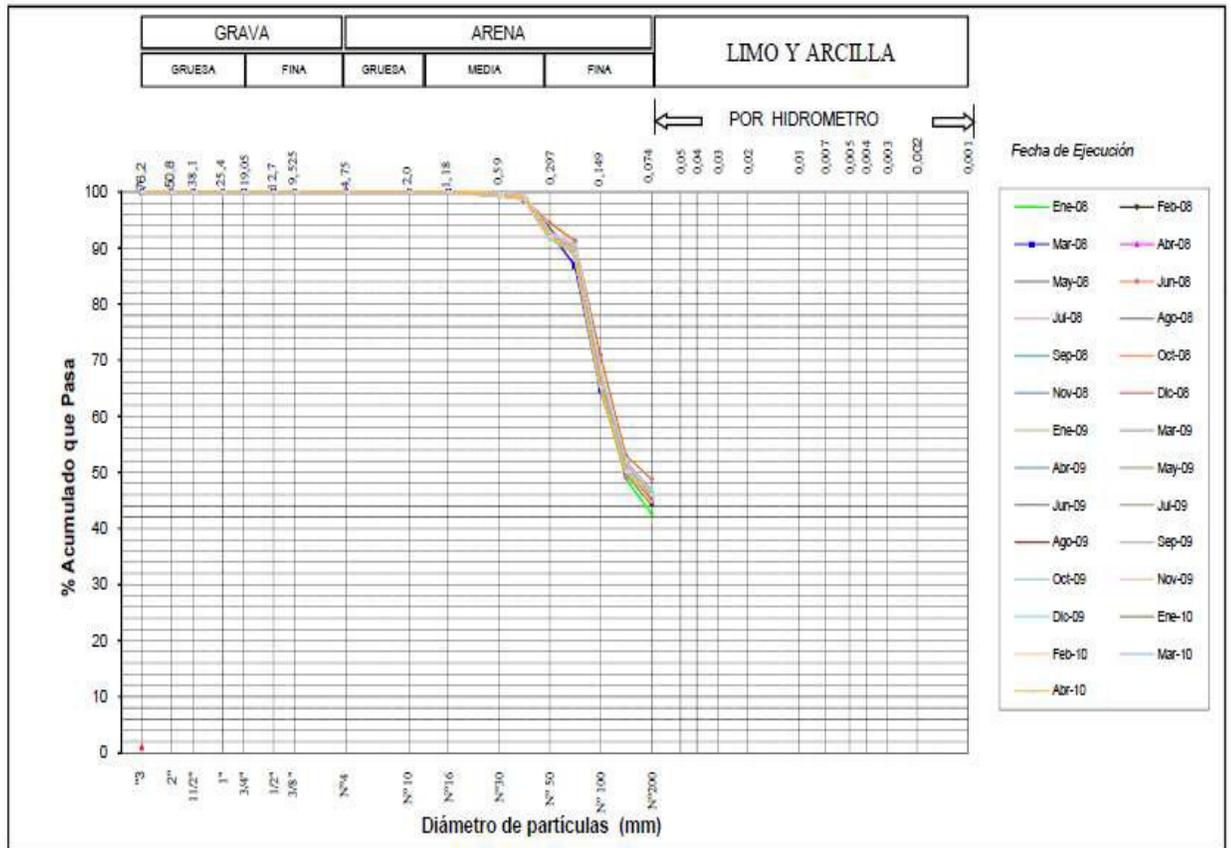
Análisis Granulométrico por tamizado del relave total

Análisis Granulométrico por Tamizado del Relave Total

PROYECTO: Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves

CLIENTE: Compañía Minera Caudalosa S.A.

UBICACIÓN: Huancavelica



Ensayo de densidad in-situ (método del cono de arena)

Código: 1-m-156-015



ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D 1556)

Proyecto : Estudio de Estabilidad de Taludes del Depósito de Relaves
Ubicación : U.O. Caudalosa, Dist. Huachocolpa, Dpto. Huancavelica
Cliente : Compañía Minera Caudalosa S.A.
N° Proyecto : 1-M-156-015 **Operador :** V.Y.U.

REFERENCIAS DEL ENSAYO

UBICACION:	A 1.5 m de la Perforación B-01, Dique Flotante, Cancha "A"		
SONDEO N°:	B-01 (501,542.924 E, 8'556,399.397 N, 4360 mm)		
ENSAYO N°:	PD1-1	PD1-2	PD1-3
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m):	0.50	1.50	2.50
FECHA DE ENSAYO :	29-ago-09	29-ago-09	29-ago-09

DENSIDAD DE CAMPO

1	Densidad de la arena calibrada (g/cm ³)	1.44	1.44	1.44
2	Peso inicial de arena calibrada (g)	5,975.00	5,975.00	5,975.00
3	Peso de la arena calibrada en el cono (g)	1,644.00	1,644.00	1,644.00
4	Peso de la arena calibrada sobrante (g)	294.00	872.00	1,051.00
5	Peso de la arena calibrada en el orificio de prueba (g) = (2)-(3)-(4)	4,047.00	3,459.00	3,280.00
6	Volumen del orificio de prueba (cm ³) = (5)/(1)	2,810.42	2,402.08	2,277.78
7	Peso total de la muestra húmeda (g)	4,591.00	4,101.00	4,292.00
8	Peso material (grava) > 3/4" (g)			
9	Peso material < 3/4" (g) = (7)-(8)	4,591.00	4,101.00	4,292.00
10	Peso específico de grava (g/cm ³)			
11	Volumen de grava (cm ³) = (8)/(10)	0.00	0.00	0.00
12	Volumen de material < 3/4" (cm ³) = (6)-(11)	2,810.42	2,402.08	2,277.78
13	Densidad húmeda del material < 3/4" (g/cm ³) = (9)/(12)	1.63	1.71	1.88
14	Densidad muestra seca (g/cm ³) = (13)/(1+(21))	1.48	1.56	1.58

CONTENIDO DE HUMEDAD

15	Código del recipiente	N	F	D
16	Peso del recipiente+suelo húmedo (g)	113.70	161.45	149.50
17	Peso del recipiente+suelo seco (g)	104.55	148.70	127.20
18	Peso del agua (g) = (16)-(17)	9.15	12.75	22.30
19	Peso del recipiente (g)	11.95	11.10	11.75
20	Peso del suelo seco (g) = (17)-(19)	92.60	137.60	115.45
21	Contenido de humedad (%) = 100x(18)/(20)	9.88%	9.27%	19.32%

OBSERVACIONES: Los ensayos se realizaron en una calicata, ubicada a 1.5 m de la perforación B-01

Ensayo de densidad in-situ (método del cono de arena)

Código: 1-m-156-002



ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D 1556)

Proyecto : Estudio de Estabilidad de Taludes del Depósito de Relaves
 Ubicación : U.O. Caudalosa, Dist. Huachocolpa, Dpto. Huancavelica
 Cliente : Compañía Minera Caudalosa S.A.
 N° Proyecto : 1-M-156-002

Operador : V.Y.U.

REFERENCIAS DEL ENSAYO

UBICACION:	A 2.0 m de la Perforación B-02, Cancha "B"		
SONDEO N°:	B-02 (501,542.924 E, 8°556,523.397 N, 4,363 msnm)		
ENSAYO N°:	PD2-1	PD2-2	PD2-3
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m):	0.50	1.50	2.50
FECHA DE ENSAYO :	29-ago-09	29-ago-09	29-ago-09

DENSIDAD DE CAMPO

1	Densidad de la arena calibrada (g/cm ³)	1.440	1.440	1.440
2	Peso inicial de arena calibrada (g)	5975.00	5975.00	5975.00
3	Peso de la arena calibrada en el cono (g)	1644.00	1644.00	1644.00
4	Peso de la arena calibrada sobrante (g)	413.00	495.00	410.00
5	Peso de la arena calibrada en el orificio de prueba (g) = (2)-(3)-(4)	3,918.00	3,836.00	3,921.00
6	Volumen del orificio de prueba (cm ³) = (5)/(1)	2,720.83	2,663.89	2,722.92
7	Peso total de la muestra húmeda (g)	4267.00	4682.00	4230.00
8	Peso material (grava) > 3/4" (g)			
9	Peso material < 3/4" (g) = (7)-(8)	4,267.00	4,682.00	4,230.00
10	Peso específico de grava (g/cm ³)			
11	Volumen de grava (cm ³) = (8)/(10)	0.00	0.00	0.00
12	Volumen de material < 3/4" (cm ³) = (6)-(11)	2,720.83	2,663.89	2,722.92
13	Densidad húmeda del material < 3/4" (g/cm ³) = (9)/(12)	1.57	1.76	1.55
14	Densidad muestra seca (g/cm ³) = (13)/(1+(21))	1.48	1.61	1.44

CONTENIDO DE HUMEDAD

15	Código del recipiente	N	F	D
16	Peso del recipiente+suelo húmedo (g)	161.30	165.35	154.40
17	Peso del recipiente+suelo seco (g)	152.90	152.30	144.15
18	Peso del agua (g) = (16)-(17)	8.40	13.05	10.25
19	Peso del recipiente (g)	11.30	11.11	12.30
20	Peso del suelo seco (g) = (17)-(19)	141.60	141.19	131.85
21	Contenido de humedad (%) = 100x(18)/(20)	5.93%	9.24%	7.77%

OBSERVACIONES: Los ensayos se realizaron en una calicata, ubicada a 2.0 m de la perforación B-02

Ensayo de densidad in-situ (método del cono de arena)

Código: 1-m-156-002



ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D 1556)

Proyecto : Estudio de Estabilidad de Taludes del Depósito de Relaves
Ubicación : U.O. Caudalosa, Dist. Huachocolpa, Dpto. Huancavelica
Cliente : Compañía Minera Caudalosa S.A.
N° Proyecto : 1-M-156-002

Operador : V.Y.U.

REFERENCIAS DEL ENSAYO

UBICACION:	A 2.0 m de la Perforación B-03, Cancha "A"		
SONDEO N°:	B-03 (501,574.924, 8'556,461.397, 4,358 manm)		
ENSAYO N°:	PD3-1	PD3-2	PD3-3
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m):	0.50	1.50	2.50
FECHA DE ENSAYO :	29-ago-09	29-ago-09	29-ago-09

DENSIDAD DE CAMPO

1	Densidad de la arena calibrada (g/cm ³)	1.440	1.440
2	Peso inicial de arena calibrada (g)	5975.00	5975.00
3	Peso de la arena calibrada en el cono (g)	1644.00	1644.00
4	Peso de la arena calibrada sobrante (g)	387.00	571.00
5	Peso de la arena calibrada en el orificio de prueba (g) = (2)-(3)-(4)	3,944.00	3,760.00
6	Volumen del orificio de prueba (cm ³) = (5)/(1)	2,738.89	2,611.11
7	Peso total de la muestra húmeda (g)	4227.00	4430.00
8	Peso material (grava) > 3/4" (g)		
9	Peso material < 3/4" (g) = (7)-(8)	4,227.00	4,430.00
10	Peso específico de grava (g/cm ³)		
11	Volumen de grava (cm ³) = (8)/(10)	0.00	0.00
12	Volumen de material < 3/4" (cm ³) = (6)-(11)	2,738.89	2,611.11
13	Densidad húmeda del material < 3/4" (g/cm ³) = (9)/(12)	1.54	1.70
14	Densidad muestra seca (g/cm ³) = (13)/(1+(21))	1.44	1.50

CONTENIDO DE HUMEDAD

15	Código del recipiente	N	F
16	Peso del recipiente+suelo húmedo (g)	140.85	138.25
17	Peso del recipiente+suelo seco (g)	132.75	123.70
18	Peso del agua (g) = (16)-(17)	8.10	14.55
19	Peso del recipiente (g)	11.65	13.00
20	Peso del suelo seco (g) = (17)-(19)	121.10	110.70
21	Contenido de humedad (%) = 100x(18)/(20)	6.69%	13.14%

OBSERVACIONES: El ensayo PD3-3 no se realizó porque el material estaba saturado.
Los ensayos se realizaron en una calicata, ubicada a 2.0 m de la perforación B-03

Ensayo de densidad in-situ (método del cono de arena)

Código: 1-m-156-002



ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D 1556)

Proyecto : Estudio de Estabilidad de Taludes del Depósito de Relaves
 Ubicación : U.O. Caudalosa, Dist. Huachocolpa, Dpto. Huancavelica
 Cliente : Compañía Minera Caudalosa S.A.
 N° Proyecto : 1-M-156-002 Operador : V.Y.U.

REFERENCIAS DEL ENSAYO

UBICACION:	A 2.0 m de la Perforación B-04, Cancha "A", medio talud.		
SONDEO N°:	B-04 (501,593.924, 8'556.467.397, 4347 manm)		
ENSAYO N°:	PD4-1	PD4-2	PD4-3
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m):	0.50	1.50	2.50
FECHA DE ENSAYO :	29-ago-09	29-ago-09	29-ago-09

DENSIDAD DE CAMPO

1	Densidad de la arena calibrada (g/cm ³)	1.440	1.440
2	Peso inicial de arena calibrada (g)	5975.00	5975.00
3	Peso de la arena calibrada en el cono (g)	1638.00	1638.00
4	Peso de la arena calibrada sobrante (g)	333.00	95.00
5	Peso de la arena calibrada en el orificio de prueba (g) = (2)-(3)-(4)	4,004.00	4,242.00
6	Volumen del orificio de prueba (cm ³) = (5)/(1)	2,780.56	2,945.83
7	Peso total de la muestra húmeda (g)	4334.00	4442.00
8	Peso material (grava) > 3/4" (g)		
9	Peso material < 3/4" (g) = (7)-(8)	4,334.00	4,442.00
10	Peso específico de grava (g/cm ³)		
11	Volumen de grava (cm ³) = (8)/(10)	0.00	0.00
12	Volumen de material < 3/4" (cm ³) = (6)-(11)	2,780.56	2,945.83
13	Densidad húmeda del material < 3/4" (g/cm ³) = (9)/(12)	1.56	1.51
14	Densidad muestra seca (g/cm ³) = (13)/(1+(21))	1.45	1.41

CONTENIDO DE HUMEDAD

15	Código del recipiente	N	F
16	Peso del recipiente+suelo húmedo (g)	129.65	122.20
17	Peso del recipiente+suelo seco (g)	121.55	114.95
18	Peso del agua (g) = (16)-(17)	8.10	7.25
19	Peso del recipiente (g)	12.50	11.76
20	Peso del suelo seco (g) = (17)-(19)	109.05	103.19
21	Contenido de humedad (%) = 100x(18)/(20)	7.43%	7.03%

OBSERVACIONES: El ensayo PD4-3 no se realizó porque el material estaba suelto a muy suelto y porque se presentaba grietas en el perfil de la calicata a partir de 1.5 m de profundidad.
 Los ensayos se realizaron en una calicata, ubicada a 2.0 m de la perforación B-04

Ensayo de densidad in-situ (método del cono de arena)

Código: 1-m-156-007



ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D 1556)

Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves
Ubicación : U.O. Caudalosa, Dist. Huachocolpa, Dpto. Huancavelica
Cliente : Compañía Minera Caudalosa S.A.
N° Proyecto : 1-M-156-007

Operador : V.Y.U.

REFERENCIAS DEL ENSAYO

UBICACION:	A 1.5 m de la Perforación B-05, Cancha "A".		
SONDEO N°:	B-05 (501,623.924, 8°56,381.397, 4,358 masnm)		
ENSAYO N°:	PDS-1	PDS-2	PDS-3
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m):	0.50	1.50	2.50
FECHA DE ENSAYO :	29-ago-09	29-ago-09	29-ago-09

DENSIDAD DE CAMPO

1	Densidad de la arena calibrada (g/cm ³)	1,440	1,440	1,440
2	Peso inicial de arena calibrada (g)	5975.00	5975.00	5975.00
3	Peso de la arena calibrada en el cono (g)	1638.00	1638.00	1638.00
4	Peso de la arena calibrada sobrante (g)	899.00	1063.00	1404.00
5	Peso de la arena calibrada en el orificio de prueba (g) = (2)-(3)-(4)	3,438.00	3,274.00	2,933.00
6	Volumen del orificio de prueba (cm ³) = (5)/(1)	2,387.50	2,273.61	2,036.81
7	Peso total de la muestra húmeda (g)	3791.00	3903.00	3341.00
8	Peso material (grava) > 3/4" (g)			
9	Peso material < 3/4" (g) = (7)-(8)	3,791.00	3,903.00	3,341.00
10	Peso específico de grava (g/cm ³)			
11	Volumen de grava (cm ³) = (8)/(10)	0.00	0.00	0.00
12	Volumen de material < 3/4" (cm ³) = (6)-(11)	2,387.50	2,273.61	2,036.81
13	Densidad húmeda del material < 3/4" (g/cm ³) = (9)/(12)	1.59	1.72	1.64
14	Densidad muestra seca (g/cm ³) = (13)/(1+(21))	1.47	1.57	1.47

CONTENIDO DE HUMEDAD

15	Código del recipiente	N	F	
16	Peso del recipiente+suelo húmedo (g)	137.50	165.50	149.15
17	Peso del recipiente+suelo seco (g)	128.20	151.80	134.90
18	Peso del agua (g) = (16)-(17)	9.30	13.80	14.25
19	Peso del recipiente (g)	12.35	12.02	11.45
20	Peso del suelo seco (g) = (17)-(19)	115.85	139.78	123.45
21	Contenido de humedad (%) = 100x(18)/(20)	8.03%	9.87%	11.54%

OBSERVACIONES: Los ensayos se realizaron en una calicata, ubicada a 1.5 m de la perforación B-05

Ensayo triaxial CU

PROYECTO: MINA CAUDALOSA	TIPO DE ENSAYO : ENSAYO TRIAXIAL CU
ZONA: RELAVERA	
MUESTRA: MEZCLA DE 25 MUESTRAS	

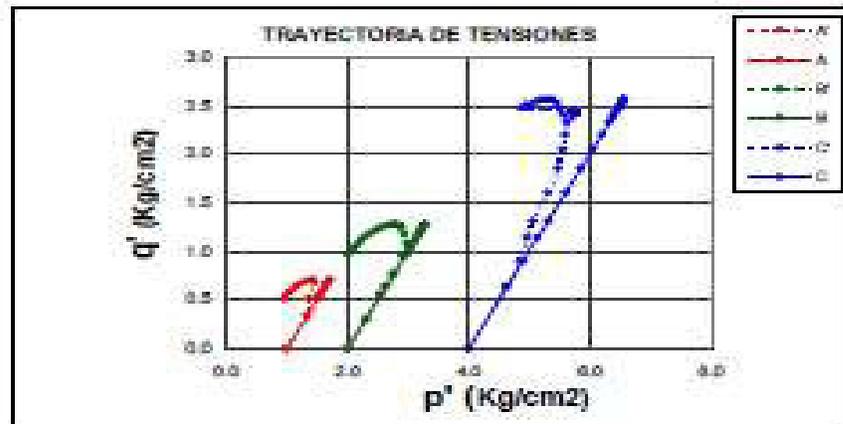
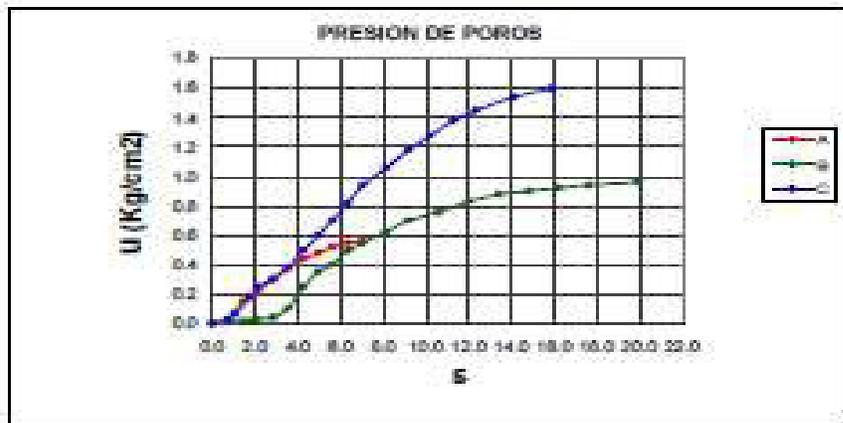
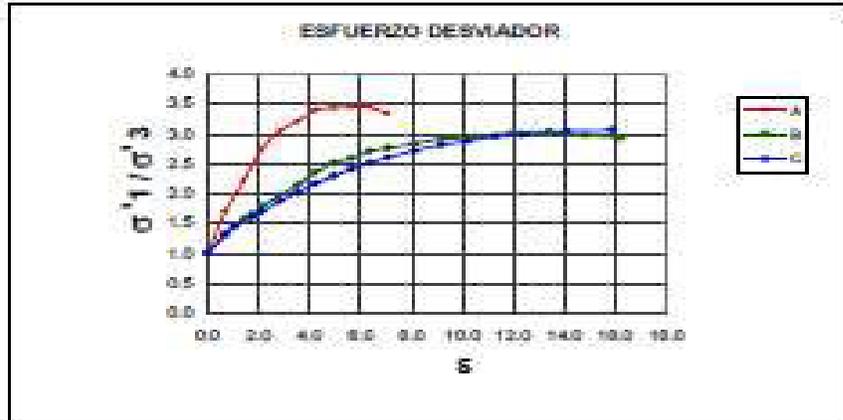
Especimen :	A	B	C
Diámetro (cm) :	3.65	3.65	3.65
Altura (cm) :	7.20	7.20	7.20
Gs :	2.80	2.80	2.80
Humedad inicial (%) :	8.9%	9.2%	9.8%
Humedad Final (%) :	21.4%	19.4%	19.6%
Saturación Inicial (%) :	28.3%	28.6%	31.2%
Relación de Vacíos (e) :	0.88	0.90	0.88
Porosidad (n) :	0.47	0.47	0.47
Densidad inicial (gr/cm3) :	1.62	1.61	1.63
Densidad final (gr/cm3) :	1.81	1.76	1.78
Densidad seca (gr/cm3) :	1.49	1.47	1.49
Presión de Cámara (Kg/cm2):	1.00	2.00	4.00
Esf desviador max. (Kg/cm2):	1.43	2.56	5.13
Def. Unit max. (e) % :	2.82	6.35	10.23
Centro Circ. (Kg/cm2) :	1.42	2.78	5.28
Radio Circ. (Kg/cm2) :	0.72	1.28	2.56
σ_3 (Kg/cm2) :	1.00	2.00	4.00
σ_3 (Kg/cm2) :	0.70	1.50	2.72
σ_1 (Kg/cm2) :	2.43	4.56	9.13
σ'_1 (Kg/cm2) :	2.13	4.06	7.85

Ensayo triaxial CU

PROYECTO : MINA CALICALOSA

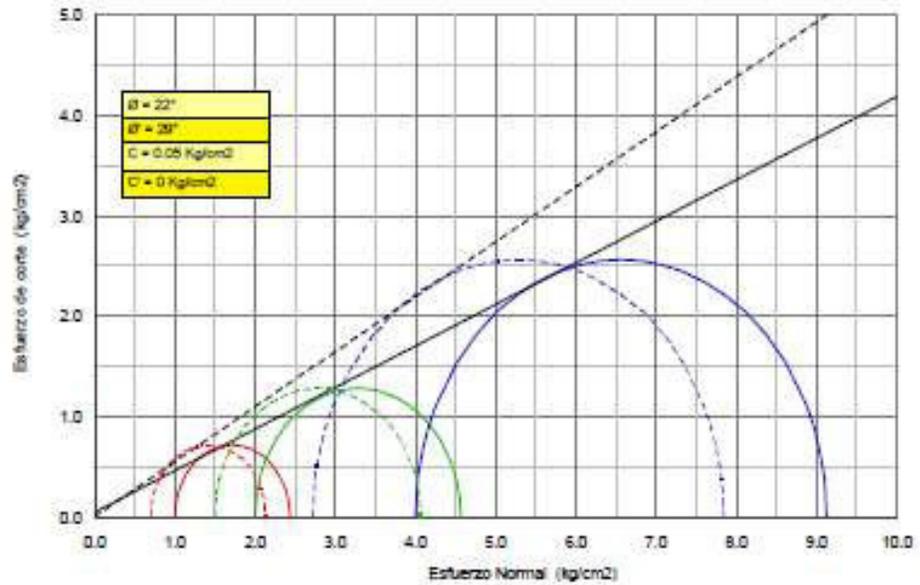
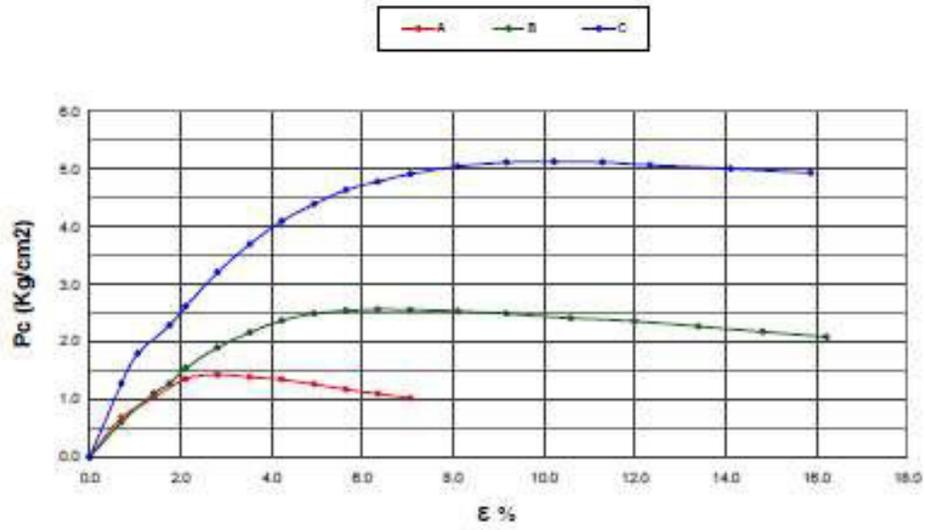
POZO-MUESTRA : MEZCLA DE 26 MUESTRAS

TIPO DE ENSAYO : ENSAYO TRIAXIAL CU



Ensayo triaxial CU

PROYECTO : MINA CAUDALOSA	TIPO DE ENSAYO :	ENSAYO TRIAXIAL CU
POZO/MUESTRA : MEZCLA DE 25 MUESTRAS	FECHA :	MARZO 2016



Ensayo de caracterización física



Jr. Los Lirios N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
 Telf. 719-6296 Fax 718-6400 RPM #095150
 informes@ingetest.com www.ingetest.com

ENSAYOS DE CARACTERIZACION FISICA (ASTM D 422, D 4318, D 2216, D 2487, D 3282, C 117)

Informe 12D0422-066-001
 Solicitante Cía. Minera Cauabalsa S.A.
 Proyecto Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves
 Ubicación Relavera C, Huachocolpa Uno - Huancavelica

Fecha 12-Mar-2016-
 Calicata M-1
 Muestra
 Profundidad (m) -

Granulometría por Tamizado - ASTM D422

Tamiz	Abertura mm	% Acum. que Pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
N°4	4.750	100.0
N°10	2.000	99.9
N°20	0.850	99.4
N°40	0.425	91.9
N°60	0.250	68.2
N°140	0.106	31.4
N°200	0.075	25.6

Límites de Consistencia - ASTM D4318

Límite Líquido	%	NP
Límite Plástico	%	NP
Índice de Plasticidad	%	NP

Contenido de Humedad - ASTM D2216

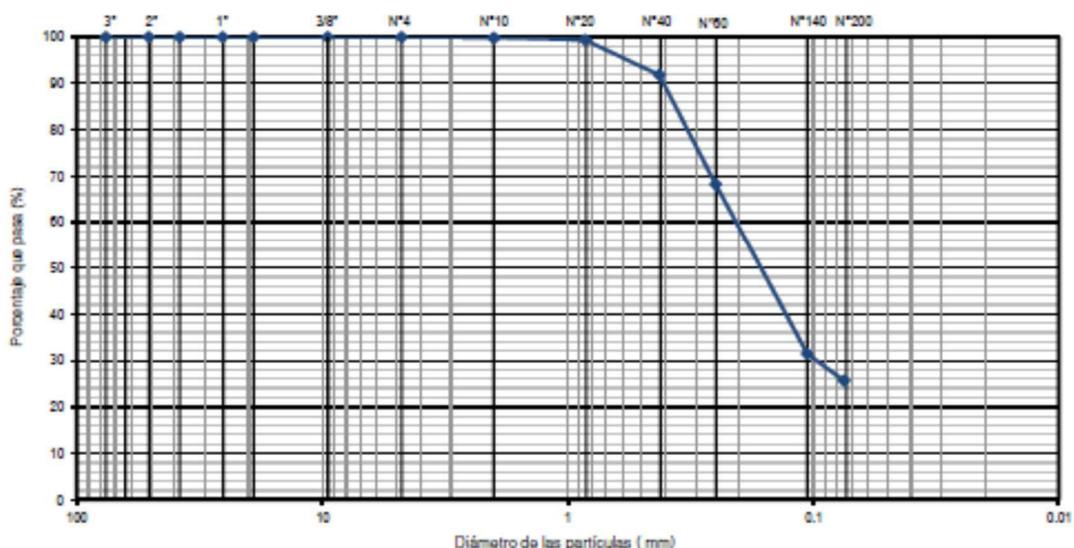
Humedad	%	-
---------	---	---

Clasificación SUC5 / AASHTO ASTM D2487

SUC5	SM
AASHTO	-

Arena limosa

Coefficiente de Uniformidad	C_u	
Coefficiente de Curvatura	C_c	
Grava	%	-
Arena	%	74.4
Finos	%	25.6



Ensayo Proctor modificado (Método A)

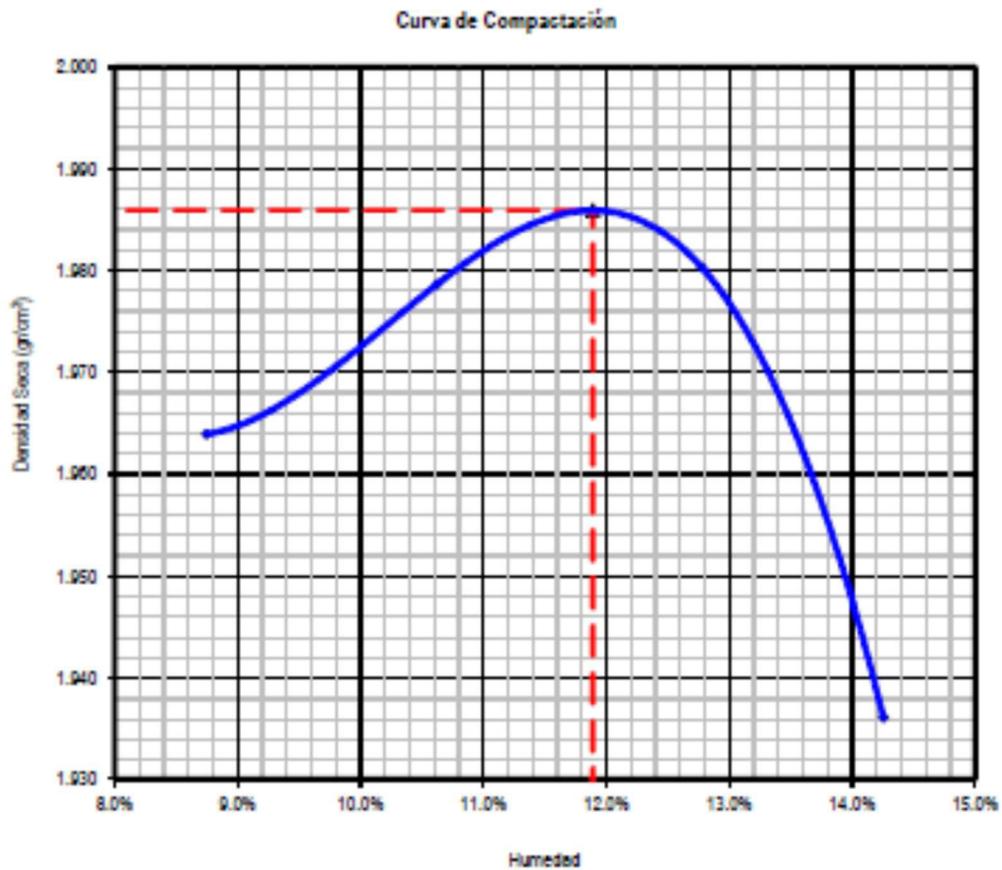


Jr. Los Uños N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
 Telef. 719-6296 Fax 718-6400 RPM #095150
 informes@ingetest.com www.ingetest.com

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO (ASTM D 1557 - Método A)

Informe	12D1557-066-001	Fecha	12-Mar-2016
Solicitante	Cia. Minera Caudelosa S.A.	Caliceta	-
Proyecto	Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves	Muestra	M-1
Ubicación	Relavero C, Huachocolpa Uno - Huancavelica	Profundidad	-

Datos					
Densidad Seca	g/cm ³	1.964	1.979	1.980	1.936
Contenido de Humedad	%	8.7	10.6	12.8	14.3



Resultados		
Máxima Densidad Seca	(M.D.S.):	1.986 g/cm ³
Óptimo Contenido de Humedad	(O.C.H.):	11.9 %

Ensayo de compresión triaxial (Consolidado-no drenado)

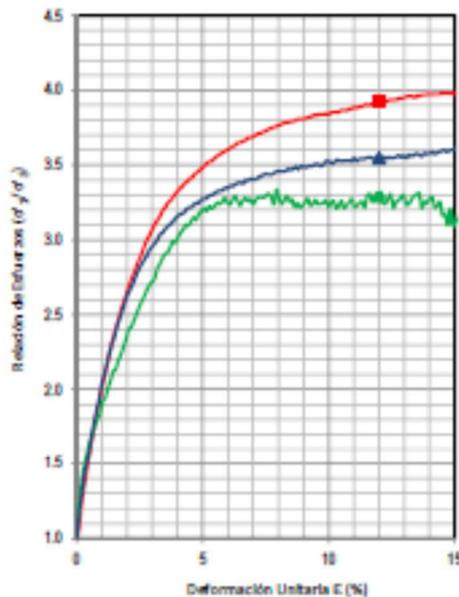
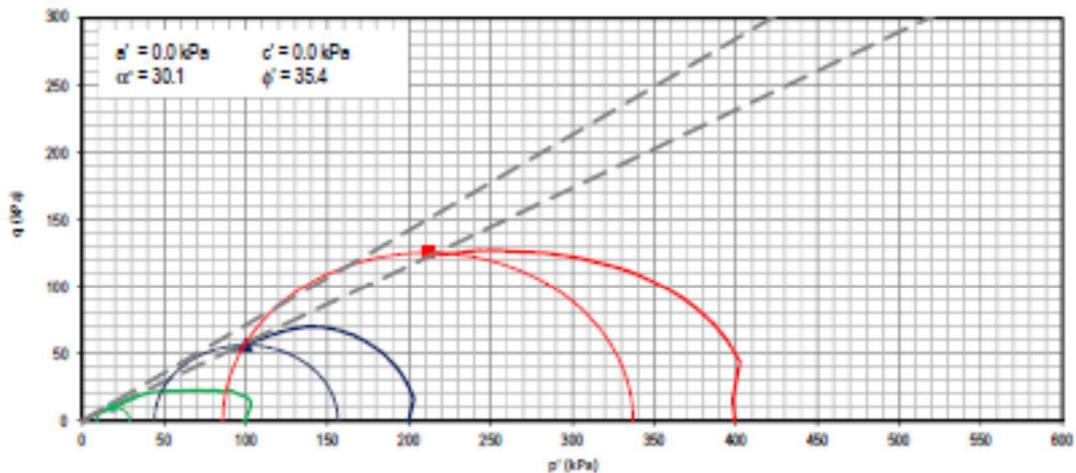


Jr. Los Lirios N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
 Telf. 719-8298 Cel. 990-801-511 RPM#025150
 informes@ingetest.com www.ingetest.com

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe 12D4767-066-001
 Solicitante Cía. Minera Caudalosa S.A.
 Proyecto Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves
 Ubicación Huachocolpa Uno - Huancavelica

Fecha 12-Mar-2016-
 Sondeje
 Muestra M-1
 Prof. -



Símbolo		●	▲	■	
Ensayo N°		01	02	03	
Muestra		Remoldeado			
Inicio	Diámetro	mm	50.9	50.9	50.9
	Altura	mm	102.0	102.0	102.0
	Contenido de humedad	%	11.9	11.9	11.9
	Densidad Seca	N/m ³	15,583	15,583	15,583
	Saturación	%	45.9	45.9	45.9
Relación de vacíos			0.700	0.699	0.699
Antes del Corte	Contenido de humedad	%	18.9	20.2	20.3
	Densidad Seca	N/m ³	17,517	17,132	17,116
	Saturación	%	100.0	100.0	100.0
	Relación de vacíos		0.510	0.550	0.550
Esfuerzo Efectivo Vertical Consolid.		kPa	99.2	199.5	399.1
Esfuerzo Cortante		kPa	10.1	56.2	125.6
Deformación en la Falla		%	12.0	12.0	12.0
Velocidad de Deformación		mm/min	0.075	0.075	0.075
Gravedad Específica Acumida			2.70		
Límite Líquido		%	NP		
Límite Plástico		%	NP		
Valor B			0.94	0.95	0.93
Fotos					

Observaciones:
 Los parámetros de resistencia del suelo del presente informe, podrán ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional especialista en geotecnia.
 Datos de remoldeo al 80% del Proctor Modificado.

Ensayo de compresión triaxial (Consolidado-no drenado)

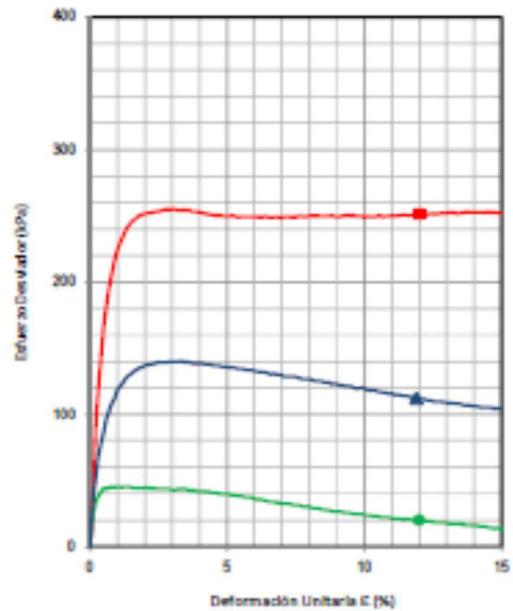
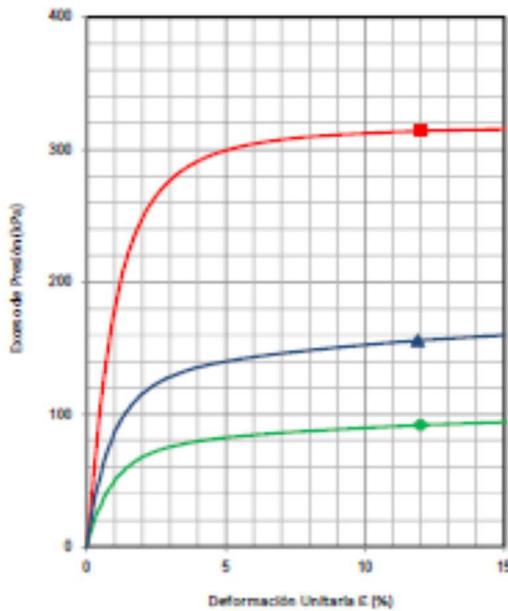
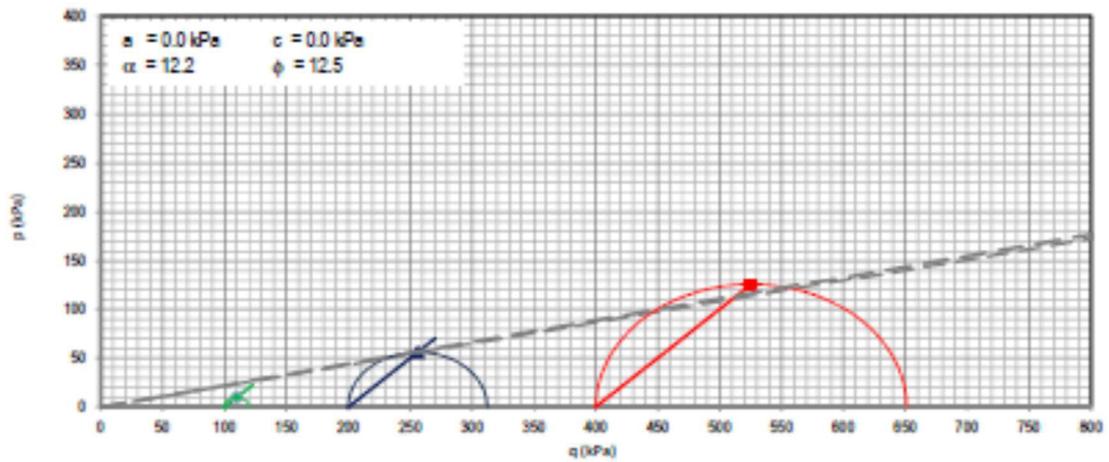


Jr. Los Lirios N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
 Tel: 719-0296 Cel. 990-801-511 RPM#095150
 informes@ingetest.com www.ingetest.com

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe: 12D4767-066-001
 Solicitante: Cía. Minera Caudalosa S.A.
 Proyecto: Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves
 Ubicación: Huachocolpa Uno - Huancavelica

Fecha: 12-mar-2016
 Sondeje: -
 Muestra: M-1
 Prof.: -



Ensayo de compresión triaxial (Especimen N°1)



Jr. Los Lirios N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
 Telf. 719-8290 Cel. 990-801-511 RPM#095150
 informes@ingetest.com www.ingetest.com

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe	12D4767-066-001	Fecha	12-Mar-16
Solicitante	Cia. Minera Caudalosa S.A.	Sondeje	-
Proyecto	Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves	Muestra	M-1
Ubicación	Huachocolpa Uno - Huancavelica	Prof.	-

ESPECIMEN N° 01

Vertical Strain	Deviator Stress	Pore Pressure	Total Vertical Stress	Total Horizontal Stress	Effective Vertical Stress	Effective Horizontal Stress	Excess Pore Pressure	Effective p	q
%	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
0.0	-0.7	674.99	774.2	774.9	99.2	99.9	0.0	99.5	-0.4
0.5	44.3	706.39	819.2	775.0	112.8	68.6	31.4	90.7	22.1
1.0	45.3	725.76	820.3	775.0	94.6	49.2	50.8	71.9	22.7
1.5	44.3	735.93	819.3	775.0	83.4	39.0	60.9	61.2	22.2
2.0	44.7	743.06	819.7	775.0	76.6	31.9	68.1	54.3	22.4
2.5	43.7	747.38	818.7	775.0	71.3	27.6	72.4	49.4	21.9
3.0	42.8	750.41	817.7	775.0	67.3	24.5	75.4	45.9	21.4
3.5	42.5	752.77	817.4	775.0	64.7	22.2	77.8	43.4	21.2
4.0	41.5	754.68	816.5	775.0	61.8	20.3	79.7	41.0	20.8
4.5	40.5	756.09	815.5	775.0	59.4	18.9	81.1	39.1	20.3
5.0	38.9	757.27	813.9	775.0	56.6	17.7	82.3	37.2	19.4
5.5	37.2	758.33	812.2	775.0	53.9	16.6	83.3	35.2	18.6
6.0	35.6	759.23	810.5	775.0	51.3	15.7	84.2	33.5	17.8
6.5	33.9	760.07	808.9	775.0	48.8	14.9	85.1	31.8	17.0
7.0	32.3	760.86	807.3	775.0	46.4	14.1	85.9	30.3	16.1
7.5	30.6	761.53	805.6	775.0	44.1	13.4	86.5	28.7	15.3
8.0	29.0	762.15	804.0	775.0	41.8	12.8	87.2	27.3	14.5
8.5	27.4	762.77	802.3	775.0	39.5	12.2	87.8	25.9	13.7
9.0	25.7	763.44	800.7	775.0	37.2	11.5	88.5	24.4	12.9
9.5	24.7	764.01	799.7	775.0	35.7	11.0	89.0	23.4	12.4
10.0	23.1	764.57	798.1	775.0	33.5	10.4	89.6	22.0	11.5
10.5	22.1	765.13	797.1	775.0	31.9	9.8	90.1	20.9	11.1
11.0	21.1	765.58	796.1	775.0	30.5	9.4	90.6	19.9	10.6
11.5	20.2	766.14	795.1	775.0	29.0	8.8	91.1	18.9	10.1
12.0	19.2	766.59	794.2	775.0	27.6	8.4	91.6	18.0	9.6

Ensayo de compresión triaxial (Espécimen N°2)



Jr. Los Lirios N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
Tel. 719-0296 Cel. 990-001-511 RPM #095150
Informes@ingetest.com www.ingetest.com

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe	12D4767-066-001	Fecha	12-Mar-16
Solicitante	Cia. Minera Caudalosa S.A.	Sondeje	-
Proyecto	Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves	Muestra	M-1
Ubicación	Huachocolpa Uno - Huancavelica	Prof.	-

ESPECIMEN N° 02

Vertical Strain	Deviator Stress	Pore Pressure	Total Vertical Stress	Total Horizontal Stress	Effective Vertical Stress	Effective Horizontal Stress	Excess Pore Pressure	Effective p	q
%	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
0.0	-0.4	895.0	894.6	895.0	199.5	199.9	0.0	199.7	-0.2
0.5	86.3	748.3	981.2	894.9	233.0	146.7	53.2	189.8	43.2
1.0	118.6	781.4	1013.6	895.0	232.3	113.6	86.3	172.9	59.3
1.5	130.6	798.7	1025.6	895.0	228.9	96.3	103.7	161.6	65.3
2.0	137.1	810.9	1032.1	895.0	221.2	84.1	115.8	152.7	68.5
2.5	139.5	818.2	1034.5	895.0	216.3	76.7	123.2	146.5	69.8
3.0	139.9	823.4	1034.9	895.0	211.5	71.6	128.4	141.5	70.0
3.5	139.6	827.5	1034.6	895.0	207.1	67.5	132.5	137.3	69.8
4.0	138.7	830.7	1033.6	895.0	203.0	64.3	135.6	133.6	69.3
4.5	137.0	833.1	1032.0	895.0	198.9	61.9	138.1	130.4	68.5
5.0	136.0	835.1	1031.1	895.0	195.9	59.9	140.1	127.9	68.0
5.5	134.4	836.9	1029.4	895.0	192.5	58.1	141.9	125.3	67.2
6.0	132.8	838.5	1027.8	895.0	189.3	56.6	143.5	122.9	66.4
6.5	131.1	839.9	1026.1	895.0	186.2	55.0	144.9	120.6	65.6
7.0	129.5	841.2	1024.5	895.0	183.3	53.8	146.2	118.5	64.7
7.5	128.5	842.4	1023.5	895.0	181.1	52.6	147.4	116.9	64.2
8.0	126.8	843.5	1021.9	895.0	178.4	51.6	148.4	115.0	63.4
8.5	124.5	844.5	1019.5	895.0	175.0	50.5	149.5	112.7	62.3
9.0	122.9	845.6	1017.9	895.0	172.2	49.4	150.6	110.8	61.4
9.5	121.2	846.6	1016.2	895.0	169.6	48.3	151.6	109.0	60.6
10.0	119.6	847.6	1014.6	895.0	167.0	47.4	152.5	107.2	59.8
10.5	117.3	848.5	1012.2	895.0	163.7	46.5	153.5	105.1	58.6
11.0	116.3	849.3	1011.3	895.0	162.0	45.7	154.3	103.8	58.1
11.5	114.0	850.3	1008.9	895.0	158.7	44.7	155.2	101.7	57.0
12.0	112.3	851.1	1007.3	895.0	156.3	43.9	156.0	100.1	56.2

Ensayo de compresión triaxial (Espécimen N°3)



Jr. Los Lirios N° 530, Urb. San José, Lima 10, Perú
Telf. 710-0298 Cel. 990-001-511 RPM #095150
Informes@ingetest.com www.ingetest.com

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe	12D4767-066-001	Fecha	12-Mar-16
Solicitante	Cia. Minera Caudalosa S.A.	Sondaje	-
Proyecto	Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves	Muestra	M-1
Ubicación	Huachocolpa Uno - Huancavelica	Prof.	-

ESPECIMEN N° 03

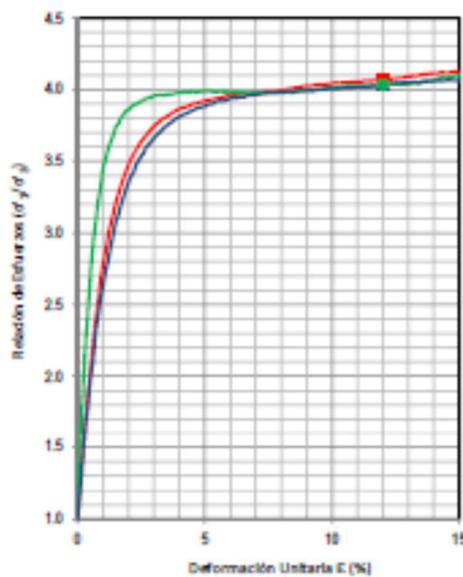
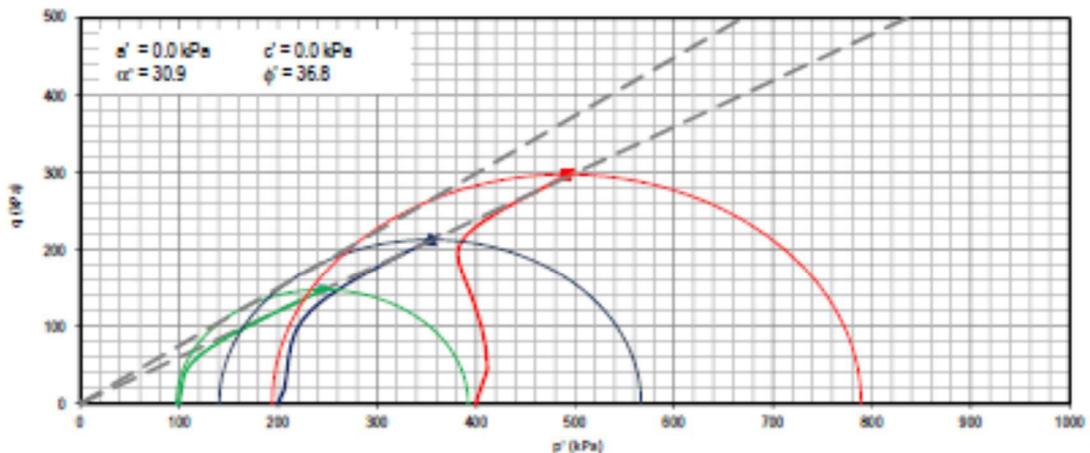
Vertical Strain	Deviator Stress	Pore Pressure	Total Vertical Stress	Total Horizontal Stress	Effective Vertical Stress	Effective Horizontal Stress	Excess Pore Pressure	Effective p	q
%	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
0.0	-0.9	695.0	1094.1	1095.0	399.1	400.0	0.0	399.5	-0.4
0.5	166.5	801.9	1261.4	1094.9	459.5	293.0	106.9	376.3	83.2
1.0	234.3	873.6	1319.3	1095.0	445.7	221.4	178.6	333.5	112.2
1.5	245.0	917.4	1340.0	1095.0	422.6	177.6	222.3	300.1	122.5
2.0	251.5	943.0	1346.4	1094.9	403.4	152.0	248.0	277.7	125.7
2.5	253.2	960.1	1348.2	1095.0	388.1	134.9	265.1	261.5	126.6
3.0	255.0	972.0	1349.9	1095.0	378.0	123.0	276.9	250.5	127.5
3.5	254.0	980.2	1349.0	1095.0	368.8	114.8	285.2	241.8	127.0
4.0	252.4	986.3	1347.3	1095.0	361.0	108.7	291.3	234.8	126.2
4.5	250.7	991.0	1345.7	1095.0	354.7	104.0	296.0	229.3	125.4
5.0	249.8	994.4	1344.7	1095.0	350.3	100.6	299.4	225.4	124.9
5.5	249.5	997.2	1344.5	1095.0	347.2	97.8	302.2	222.5	124.7
6.0	249.2	999.3	1344.2	1095.0	344.9	95.7	304.3	220.3	124.6
6.5	248.9	1001.1	1343.9	1095.0	342.8	93.9	306.0	218.4	124.4
7.0	248.6	1002.6	1343.6	1095.0	341.0	92.4	307.5	216.7	124.3
7.5	249.0	1003.7	1344.0	1095.0	340.3	91.3	308.7	215.8	124.5
8.0	250.1	1004.6	1345.0	1095.0	340.5	90.4	309.6	215.4	125.0
8.5	249.8	1005.4	1344.8	1095.0	339.3	89.6	310.4	214.4	124.9
9.0	249.5	1006.2	1344.5	1095.0	338.3	88.8	311.1	213.6	124.7
9.5	249.9	1006.7	1344.9	1095.0	338.1	88.3	311.7	213.2	124.9
10.0	248.9	1007.3	1343.9	1095.0	336.6	87.7	312.3	212.2	124.5
10.5	250.0	1007.7	1345.0	1095.0	337.2	87.2	312.7	212.2	125.0
11.0	250.4	1008.2	1345.4	1095.0	337.1	86.7	313.2	211.9	125.2
11.5	250.8	1008.6	1345.7	1095.0	337.1	86.4	313.6	211.7	125.4
12.0	251.1	1009.0	1346.2	1095.0	337.2	86.0	314.0	211.6	125.6

Ensayo de compresión triaxial (Consolidado-no drenado)

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe: 12D4767-066-002
Solicitante: Cia. Minera Caudalosa S.A.
Proyecto: Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves
Ubicación: Huachocolpa Uno - Huancavelica

Fecha: 12-Mar-16
Sondaje: -
Muestra: M-1
Prof.: -



Simbolo		●	▲	■	
Ensayo N°		01	02	03	
Muestra		Remoldeado			
Inicio	Diámetro	mm	50.0	50.0	50.0
	Altura	mm	102.0	102.0	102.0
	Contenido de humedad	%	11.9	11.9	11.9
	Densidad Seca	N/m ³	16,948	16,948	16,948
	Saturación	%	57.2	57.2	57.2
Antes del Corte	Relación de vacíos		0.580	0.582	0.582
	Contenido de humedad	%	19.9	20.1	19.9
	Densidad Seca	N/m ³	17,230	17,173	17,235
	Saturación	%	100.0	100.0	100.0
Relación de vacíos		0.540	0.540	0.540	
Esfuerzo Efectivo Vertical Consolid.	kPa	100.1	199.5	398.7	
Esfuerzo Cortante	kPa	147.4	213.2	297.7	
Deformación en la Falla	%	12.0	12.0	12.0	
Velocidad de Deformación	mm/min	0.075	0.075	0.075	
Gravedad Especifica Acumida		2.70			
Límite Líquido	%	NP			
Límite Plástico	%	NP			
Valor B		0.94	0.95	0.93	
Fotos					

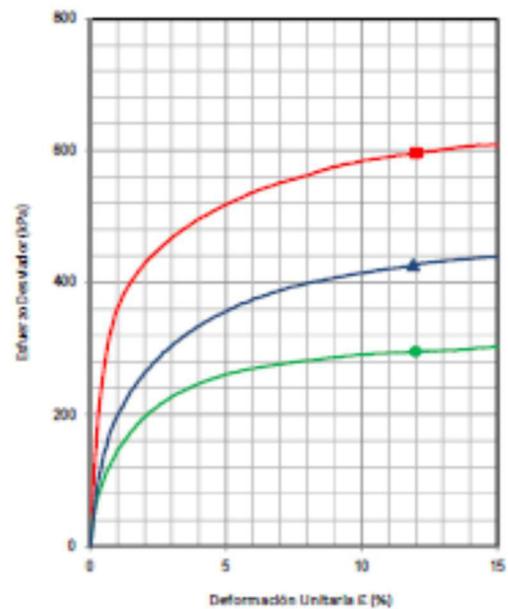
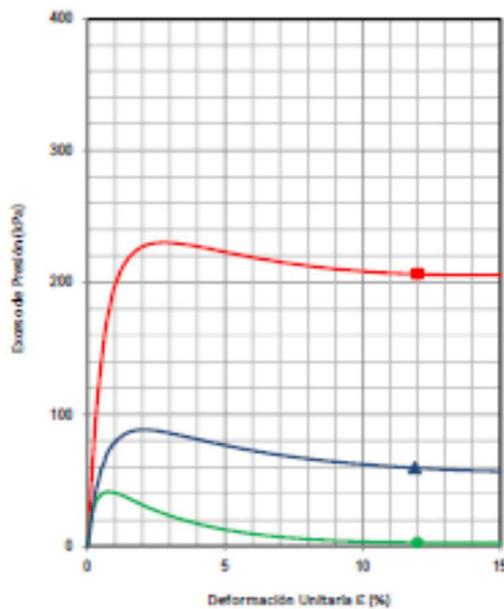
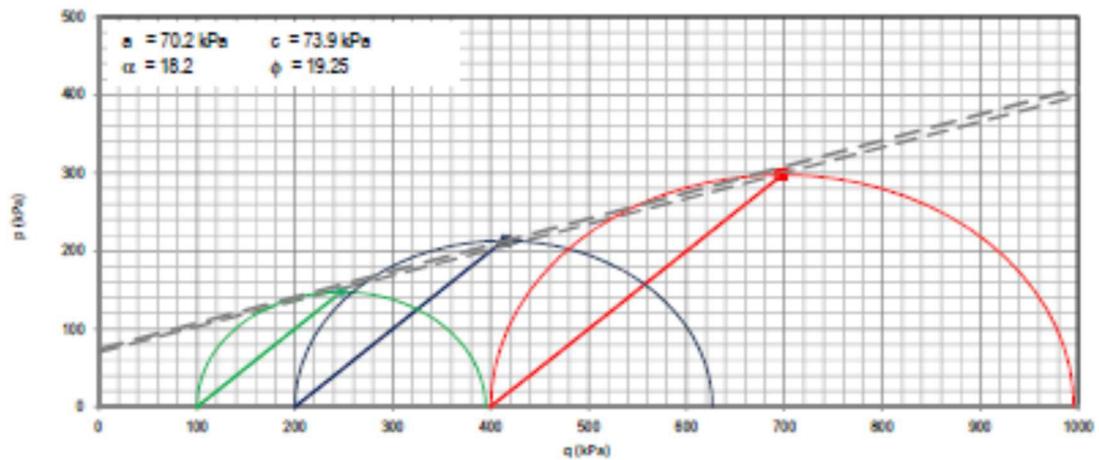
Observaciones:
Los parámetros de resistencia del suelo del presente informe, podrán ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional especialista en geotecnia.
Datos de remoldeo al 87% del Proctor modificado.

Ensayo de compresión triaxial (Consolidado-no drenado)

Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) (ASTM D 4767)

Informe 12D4767-066-002
Solicitante Cia. Minera Caudalosa S.A.
Proyecto Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves
Ubicación Hueshocolpa Uno - Huancaavelica

Fecha 12-Mar-16
Sondeje -
Muestra M-1
Prof. -



Ensayo de caracterizaciones físicas



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO



Av. Típac Amaru Nº 1150, Lima 25, Perú - Tel: (51-1) 482-0804, 481-0170, 482-0777 - Correo: labgeo@uni.edu.pe - Página: http://www.cimedi.uni.edu.pe

ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FÍSICAS

(ASTM - D4426; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : LGL2-137
Solicitante : COMPAÑÍA MINERA CAUDALOSA S. A.
Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves C

Fecha : Junio, 2012

Ubicación : Dpto. Huancavelica - Dpto. Lima

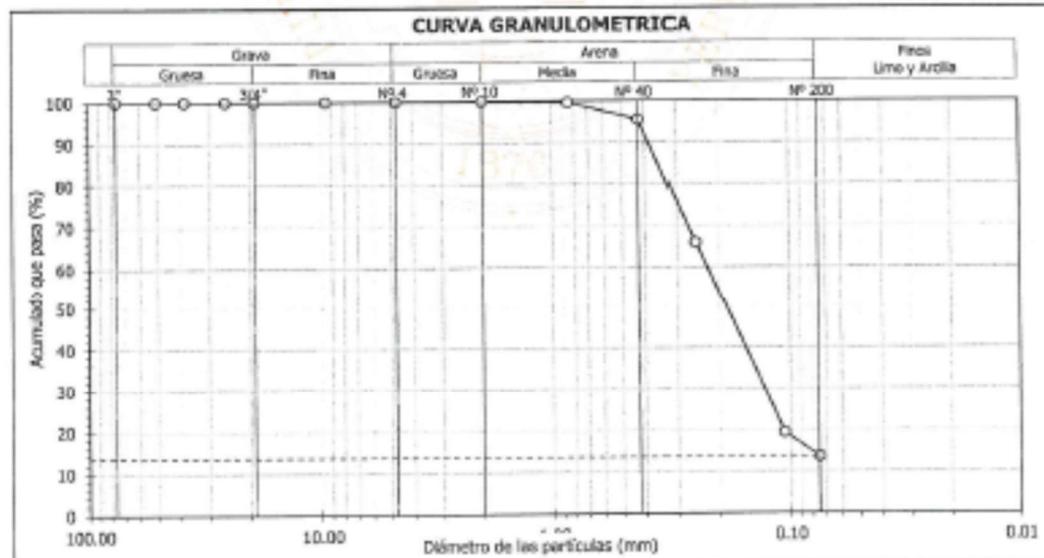
Sondeo : ---
Muestra : M - 01 / RELAVE GRUESO
Profundidad (m) : ---

Hoja : 1 de 1

Granulometría por tamizado		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.000	100.0
Nº 20	0.850	99.7
Nº 40	0.425	95.5
Nº 60	0.250	66.0
Nº 100	0.150	19.4
Nº 200	0.075	13.6

Contenido de humedad (%)		7.7
Límites de consistencia	Límite Líquido (%)	NP
	Límite Plástico (%)	NP
	Índice de Plasticidad (%)	NP
	Límite de Contracción (%)	---
Resultados de granulometría por tamizado	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	---
	Coefficiente de Curvatura (Cc)	---
	Grava [Nº 4 < φ < 3"] (%)	0.0
	Arena [Nº 200 < φ < Nº 4] (%)	86.4
	Finos [φ < Nº 200] (%)	13.6

Clasificación		
AASHTO	SUCS	
A-2-4 (0)	SM	Arena limosa



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

David Luna Durán
DAVID LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - N.º 43908
TIPO DEL LAB. GEOTÉCNICO



Ensayo de laboratorio



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO



Av. Túpac Amaru Nº1150, Lima 25, Perú - Tel: (51-1) 482-8804, 481-8130, 482-0777 - Correo: labgee@uni.edu.pe - Página: <http://www.ciazid.uni.edu.pe>

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe N° : LG12-137 Fecha : Junio, 2012
Solicitante : COMPAÑÍA MINERA CAUDALOSA S. A.
Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves C
Ubicación : Dpto. Huancavelica - Dpto. Lima Hoja : 1 de 1

Identificación

Sondaje : ---
Muestra : M - 01 / RELAVE GRUESO
Profundidad (m) : ---

Clasificación

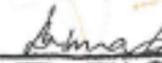
AASHTO : A-2-4 (0)
SUCS : SM // Arena limosa

Densidad seca mínima y Densidad seca máxima (JISF - T26)

Densidad Mínima : 1.26 g/cm³
Densidad Máxima : 1.74 g/cm³

Observaciones :

La muestra han sido identificada y entregada por el solicitante.


DAVID LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - CP. 48988
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO



Ensayo de compresión triaxial (1kg/cm²)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO



Av. Túpac Katari Nº 1190, Lima 25, Perú - Telf: (51-1) 482-6804, 482-0070, 482-0777 - Correo: labgeo@uni.edu.pe - Página: http://www.cisid.uni.edu.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe Nº : LGL2-137 Fecha : Junio, 2012
Solicitante : COMPAÑÍA MINERA CAUDALOSA S. A.
Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves C

Ubicación : Dpto. Huanavelica - Dpto. Lima

Sondaje : --- Hoja : 1 de 5
Muestra : M - 01 / RELAYE GRUESO AASHTO : A-2-4 (0)
Profundidad (m) : --- SUCS : SM // Arena limosa
Estado : Remoldeado Velocidad : 0.2 mm/min

ESFUERZO AXIAL : 1 kg/cm²

Presión de celda (σ_v) : 2 kg/cm² Esfuerzo efectivo inicial ($\bar{\sigma}_v$) : 1 kg/cm²
Contra presión : 1 kg/cm² Parámetro "B" : 95 %

Etapa	Instalación del espécimen	Espección consolidado	Final de la compresión
Diámetro (cm)	5.00	4.98	---
Altura (cm)	10.10	10.04	8.84
Humedad (%)	10.0	---	25.9
Densidad seca (g/cm ³)	1.62	1.64	---

Cuadro de detalle al aplicar el esfuerzo desviador

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm ²)	Presión Poros (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm ²)	p (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.46	0.02	0.98	1.44	1.21	0.23	0.19	1.47
0.10	0.66	0.03	0.97	1.63	1.30	0.33	0.25	1.68
0.20	1.03	0.04	0.96	1.99	1.48	0.52	0.35	2.08
0.35	1.52	0.04	0.96	2.48	1.72	0.76	0.44	2.58
0.50	1.91	0.03	0.97	2.88	1.93	0.96	0.50	2.97
0.75	2.49	-0.03	1.03	3.52	2.27	1.24	0.55	3.41
1.00	2.90	-0.07	1.07	3.97	2.52	1.45	0.58	3.71
1.25	3.19	-0.13	1.13	4.32	2.73	1.60	0.59	3.82
1.50	3.34	-0.17	1.17	4.51	2.84	1.67	0.59	3.86
1.75	3.43	-0.21	1.21	4.64	2.93	1.72	0.59	3.84
2.00	3.45	-0.25	1.25	4.70	2.98	1.73	0.58	3.76
2.50	3.63	-0.29	1.29	4.92	3.11	1.82	0.58	3.81
3.00	3.65	-0.33	1.33	4.98	3.16	1.83	0.58	3.75
3.50	3.63	-0.36	1.36	4.99	3.18	1.82	0.57	3.67
4.00	3.72	-0.38	1.38	5.10	3.24	1.86	0.57	3.69
4.50	3.65	-0.41	1.41	5.06	3.24	1.83	0.56	3.59
5.00	3.74	-0.42	1.42	5.16	3.29	1.87	0.57	3.63
6.00	3.63	-0.44	1.44	5.07	3.26	1.82	0.56	3.52
7.00	3.63	-0.46	1.46	5.09	3.28	1.82	0.55	3.49
8.00	3.67	-0.47	1.47	5.14	3.31	1.84	0.56	3.50
9.00	3.65	-0.48	1.48	5.13	3.31	1.83	0.55	3.47
10.00	3.61	-0.49	1.49	5.10	3.29	1.80	0.55	3.42
11.00	3.63	-0.50	1.50	5.13	3.32	1.82	0.55	3.42
12.00	3.61	-0.51	1.51	5.12	3.31	1.80	0.54	3.39

Observaciones :

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 10.0%, densidad seca = 1.62g/cm³, remoldeado a la densidad relativa del 80%. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

David Luna Durán
DAVID LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - N.º 43988
TRF DEL LAB. GEOTÉCNICO



Ensayo de compresión triaxial (2kg/cm²)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO



Av. Túpac Katari N° 1150, Lima 25, Perú - Tel: (51-1) 462-0604, 461-0170, 462-0777 - Correo: labgeot@uni.edu.pe - Página: http://www.cimidi-uni.org

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG12-137 Hoja : 2 de 5
Solicitante : COMPAÑÍA MINERA CAUDALOSA S. A. Fecha : Junio, 2012
Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves C

Ubicación : Dpto. Huancaavelica - Dpto. Lima

Sondaje : --- Muestra : M - 01 / RELAVE GRUESO Hoja : 2 de 5
Profundidad (m) : --- Estado : Remoldeado Velocidad : 0.2 mm/min
SUCS : SM // Arena limosa
AASHTO : A-2-4 (U)

ESFUERZO AXIAL : 2 kg/cm²

Presión de celda (σ_3) : 2 kg/cm² Esfuerzo efectivo inicial ($\bar{\sigma}_3$) : 1 kg/cm²
Contra presión : 1 kg/cm² Parámetro "B" : 95 %

Etapas	Instalación del espécimen	Especimen consolidado	Final de la compresión
Diámetro (cm)	5.00	4.95	---
Altura (cm)	10.10	10.05	8.84
Humedad (%)	10.0	---	25.1
Densidad seca (g/cm ³)	1.62	1.66	---

Cuadro de detalle al aplicar el esfuerzo desviador

Deformación (%)	Esf. Dev. (kg/cm ²)	Presión Poros (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm ²)	p (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.48	0.04	1.96	2.44	2.20	0.24	0.11	1.25
0.10	0.81	0.07	1.93	2.74	2.34	0.41	0.17	1.42
0.20	1.30	0.12	1.88	3.18	2.53	0.65	0.26	1.69
0.35	1.94	0.17	1.83	3.77	2.80	0.97	0.35	2.06
0.50	2.62	0.21	1.79	4.41	3.10	1.31	0.42	2.46
0.75	3.52	0.23	1.77	5.29	3.53	1.76	0.50	2.99
1.00	4.47	0.19	1.81	6.28	4.04	2.23	0.55	3.47
1.25	5.19	0.12	1.88	7.07	4.48	2.60	0.58	3.76
1.50	5.37	0.08	1.92	7.29	4.60	2.68	0.58	3.80
1.75	5.63	0.02	1.98	7.61	4.80	2.82	0.59	3.84
2.00	5.83	-0.03	2.03	7.86	4.95	2.92	0.59	3.87
2.50	6.07	-0.10	2.10	8.17	5.14	3.04	0.59	3.89
3.00	6.25	-0.15	2.15	8.40	5.27	3.12	0.59	3.91
3.50	6.34	-0.19	2.19	8.53	5.36	3.17	0.59	3.89
4.00	6.42	-0.23	2.23	8.65	5.44	3.21	0.59	3.88
4.50	6.47	-0.26	2.26	8.73	5.49	3.23	0.59	3.86
5.00	6.51	-0.28	2.28	8.79	5.54	3.26	0.59	3.86
6.00	6.53	-0.31	2.31	8.84	5.58	3.27	0.59	3.83
7.00	6.56	-0.33	2.33	8.89	5.61	3.28	0.58	3.81
8.00	6.53	-0.34	2.34	8.87	5.61	3.27	0.58	3.79
9.00	6.53	-0.35	2.35	8.88	5.62	3.27	0.58	3.78
10.00	6.51	-0.35	2.35	8.86	5.61	3.26	0.58	3.77
11.00	6.49	-0.36	2.36	8.85	5.61	3.25	0.58	3.75
12.00	6.49	-0.36	2.36	8.85	5.61	3.25	0.58	3.75

Observaciones :

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 10.0%, densidad seca = 1.62g/cm³, remoldeado a la densidad relativa del 80%. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

David Juna Duran
DAVID JUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - N.º 43008
CPE DEL LAB. GEOTECNICO



Ensayo de compresión triaxial (4kg/cm²)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO



Av. Típaz Azara Nº 1158, Lima 25, Perú - Tel: (51-1) 482-8884, 481-8173, 482-8777 - Correo: ingenio@uni.edu.pe - Página: <http://www.casab.uni.org>

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : UG12-137
Solicitante : COMPAÑÍA MINERA CAUDALOSA S. A.
Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves C

Fecha : Junio, 2012

Ubicación : Dpto. Huancavelica - Dpto. Lima

Sondeo : --- Hoja : 3 de 5
Muestra : M - 01 / RELAVE GRUESO AASHTO : A-2-4 (0)
Profundidad (m) : --- SUCS : SM // Arena limosa
Estado : Remoldeado Velocidad : 0.2 mm/min

ESFUERZO AXIAL : 4 kg/cm²

Presión de celda (σ_3) : 2 kg/cm² Esfuerzo efectivo inicial ($\bar{\sigma}_3$) : 1 kg/cm²
Contra presión : 1 kg/cm² Parámetro "B" : 95 %

Etapo	Instalación del espécimen	Especimen consolidado	Final de la compresión
Diámetro (cm)	5.00	4.94	---
Altura (cm)	10.10	10.05	8.84
Humedad (%)	10.0	---	25.3
Densidad seca (g/cm ³)	1.62	1.67	---

Cuadro de detalle al aplicar el esfuerzo desviador

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm ²)	Presión Poros (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	p (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	1.06	0.06	3.94	5.00	4.47	0.53	0.12	1.27
0.10	1.54	0.09	3.91	5.45	4.68	0.77	0.16	1.39
0.20	2.68	0.17	3.83	6.51	5.17	1.34	0.26	1.70
0.35	3.74	0.25	3.75	7.49	5.62	1.87	0.33	2.00
0.50	5.02	0.34	3.66	8.68	6.17	2.51	0.41	2.37
0.75	6.86	0.43	3.57	10.43	7.00	3.43	0.49	2.92
1.00	7.88	0.46	3.54	11.42	7.48	3.94	0.53	3.22
1.25	8.47	0.45	3.55	12.02	7.79	4.24	0.54	3.39
1.50	8.80	0.43	3.57	12.37	7.97	4.40	0.55	3.40
1.75	9.04	0.40	3.60	12.64	8.12	4.52	0.56	3.51
2.00	9.17	0.39	3.61	12.78	8.20	4.59	0.56	3.54
2.50	9.37	0.36	3.64	13.01	8.33	4.69	0.56	3.57
3.00	9.50	0.34	3.66	13.16	8.41	4.75	0.56	3.60
3.50	9.61	0.33	3.67	13.28	8.48	4.81	0.57	3.62
4.00	9.66	0.33	3.67	13.33	8.50	4.83	0.57	3.63
4.50	9.68	0.33	3.67	13.35	8.51	4.84	0.57	3.64
5.00	9.68	0.34	3.68	13.34	8.50	4.84	0.57	3.64
6.00	9.66	0.35	3.65	13.31	8.48	4.83	0.57	3.65
7.00	9.61	0.37	3.63	13.24	8.44	4.81	0.57	3.65
8.00	9.55	0.39	3.61	13.16	8.38	4.77	0.57	3.64
9.00	9.46	0.42	3.58	13.04	8.31	4.73	0.57	3.64
10.00	9.39	0.45	3.55	12.94	8.25	4.70	0.57	3.65
11.00	9.37	0.45	3.55	12.92	8.24	4.69	0.57	3.64
12.00	9.33	0.44	3.56	12.89	8.22	4.66	0.57	3.62

Observaciones :

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 10.0%, densidad seca = 1.62g/cm³, remoldeado a la densidad relativa del 80%. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

David Luna Duran
DAVID LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - N° 48988
REPRESENTANTE DEL LAB GEOTECNICO



Ensayo de compresión triaxial (Deformación vs Esfuerzo)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO



Av. Túpac Amaru Nº 1150, Lima 25, Perú - Tel: (51-1) 482-0804, 481-0171, 482-0777 - Correo labgeotec@uni.edu.pe - Página: http://www.inei.edu.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

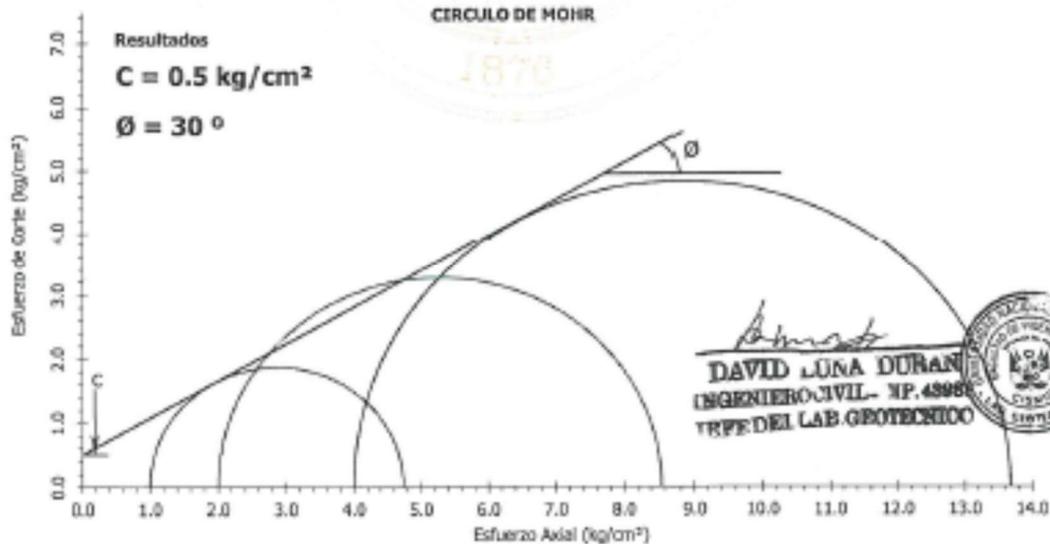
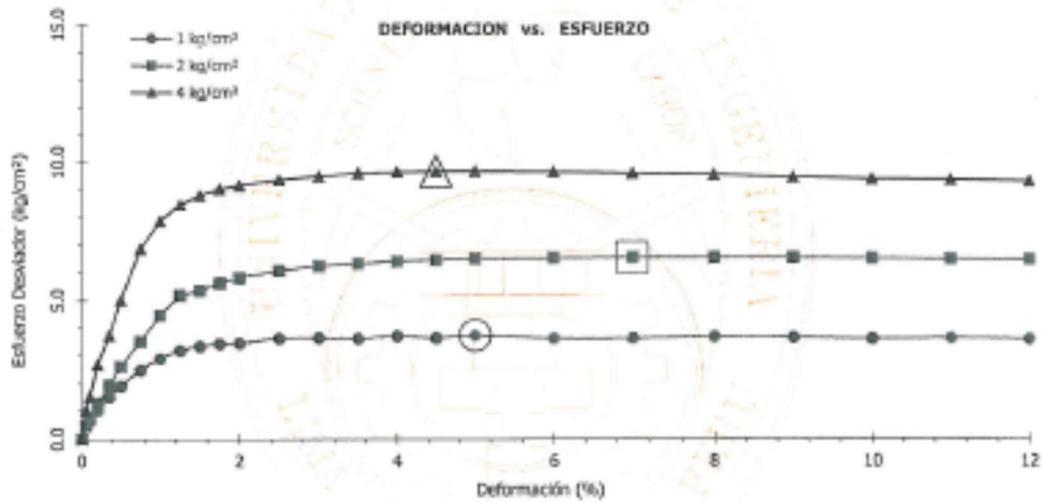
Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe Nº : LG12-137
Solicitante : COMPAÑÍA MINERA CAUDALOSA S. A.
Proyecto : Ingeniería de Detalle del Depósito de Relaves C

Fecha : Junio, 2012

Ubicación : Dpto. Huancavelica - Dpto. Lima

Sondaje : --- Hoja : 4 de 5
Muestra : M - 01 / RELAVE GRUESO AASHTO : A-2-4 (0)
Profundidad (m) : --- SUCS : SM // Arena limosa
Estado : Remoldeado Velocidad : 0.2 mm/min



Resumen de Ensayo de Laboratorio de Mecánica de Rocas

	RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECANICA DE ROCAS
---	---

PROYECTO: Actualización anual de Data de campo
 UBICACIÓN: Huachocolpa

FECHA: 11/03/2016

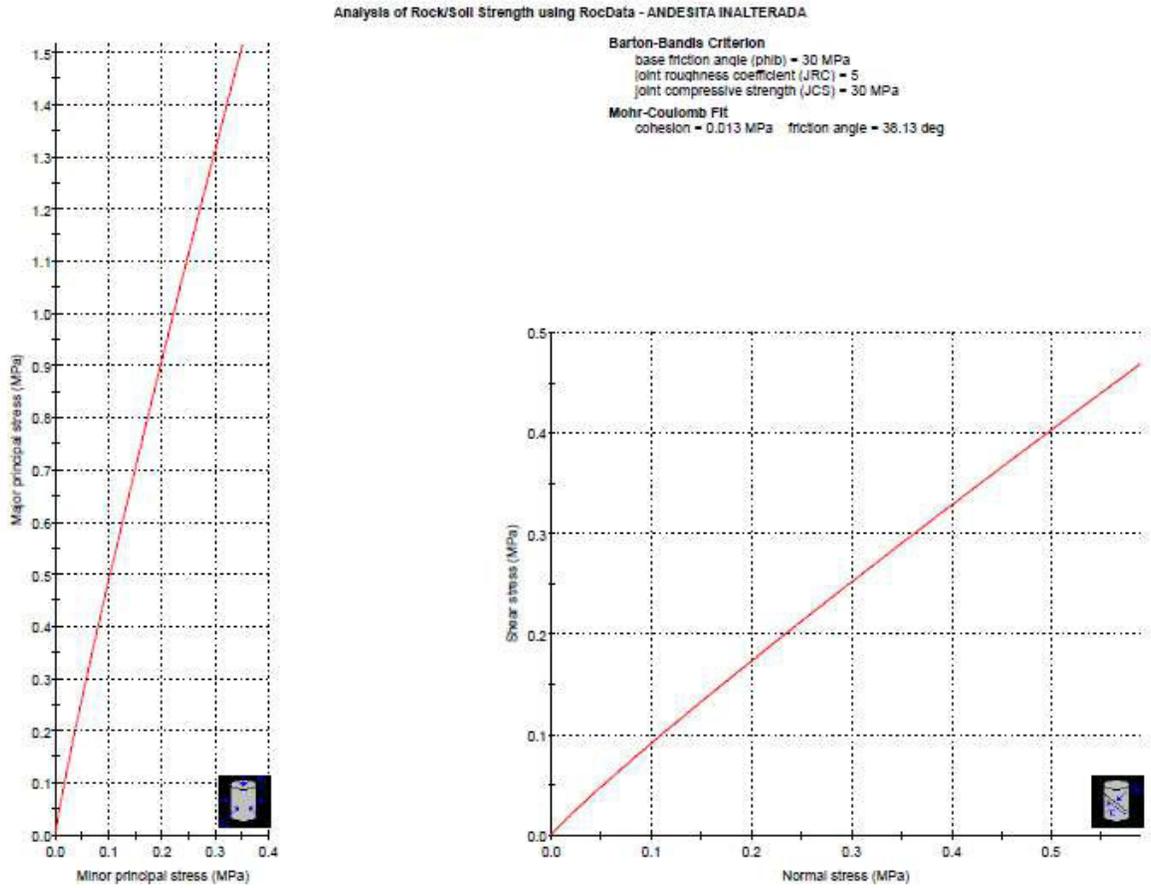
Sondeo	Muestra	Profundidad	Sub-muestra	Diametro D (mm)	Longitud L (mm)	Carga P (KN)	De (mm)	Is (50) (Mpa)
P1	M1	19.50-19.68	A	63.10	130.30	12.00	63.10	3.35
P2	M4	8.91-9.20	B	63.50	130.40	14.00	63.50	3.87
P2	M6	10.50-10.67	C	63.50	131.00	22.00	63.50	6.08
PZ1	M7	17.30-17.51	D	63.10	130.00	13.00	63.10	3.63
P3	M8	16.50-16.80	E	63.20	130.90	21.00	63.20	5.84
P4	M10	9.65-10.80	F	63.30	130.80	20.00	63.30	5.55

Sondeo	Muestra	Profundidad	Diametro D (mm)	Longitud L (mm)	L/D	Area	Carga (kg)	Resistencia a la compresion simple	
								(kg/cm ²)	(MPa)
PZ1	M2	17.00-17.30	6.33	13.08	2.07	31.47	25000.00	794.40	77.90
P1	M3	20.10-20.90	6.31	13.01	2.06	31.27	36200.00	1157.80	113.52
P2	M5	9.55-9.75	6.35	13.03	2.05	31.67	22200.00	700.99	68.74
P4	M9	9.30-9.65	6.33	13.04	2.06	31.47	38400.00	1220.21	119.66

Sondeo	Muestra	Profundidad	Probeta	Peso saturado gr	Peso suspendido gr	Peso seco gr	Volumen cm ³	Densidad Deca gr/cm ³	Densidad Saturada gr/cm ³	Voi Vacios	Porosidad Aparente %	Absorción %
P1	M1	19.50-19.68	A	206.49	130.46	204.06	76.03	2.684	2.716	2.430	3.196	1.191
			B	196.89	124.39	194.99	72.51	2.689	2.715	1.900	2.620	0.974
			C	157.44	99.25	155.85	58.19	2.678	2.706	1.590	2.732	1.020
			D	150.10	94.56	148.57	55.54	2.675	2.703	1.530	2.755	1.030
			E	134.24	84.66	132.82	49.58	2.679	2.708	1.420	2.864	1.069
						Promedio		2.681	2.708		2.884	1.067
BLOQUE1	M11		A	267.00	168.42	265.35	98.58	2.692	2.708	1.650	1.674	0.622
			B	246.99	156.11	245.03	90.88	2.696	2.718	1.960	2.157	0.800
			C	235.85	149.19	234.17	86.66	2.702	2.722	1.680	1.939	0.717
			D	229.54	145.12	227.54	84.42	2.695	2.719	2.000	2.369	0.879
			E	217.99	137.40	216.67	80.59	2.689	2.705	1.320	1.639	0.609
						Promedio		2.696	2.714		1.865	0.726

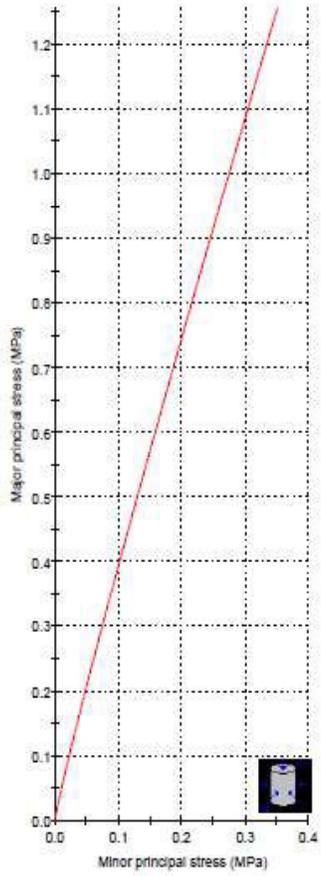
ANEXO IV - INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

Análisis de Discontinuidad (Andesita Inalterada)



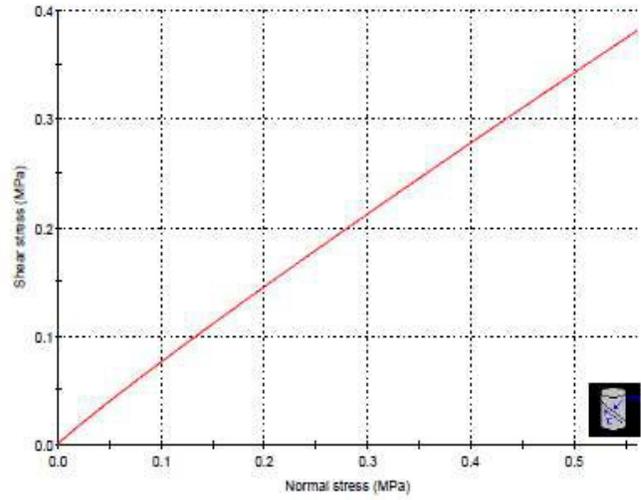
Análisis de Discontinuidad (Andesita Alterada)

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData - ANDESITA ALTERADA



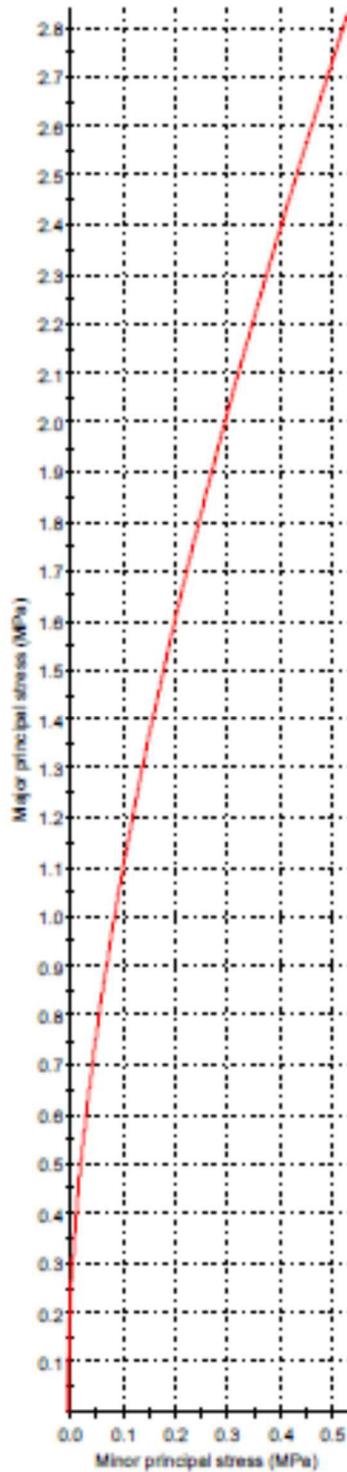
Barton-Bandis Criterion
base friction angle (ϕ_b) = 28 MPa
joint roughness coefficient (JRC) = 4
joint compressive strength (JCS) = 20 MPa

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.009 MPa friction angle = 33.89 deg



Análisis del Macizo Rocoso (Andesita Alterada)

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData - ANDESITA ALTERADA

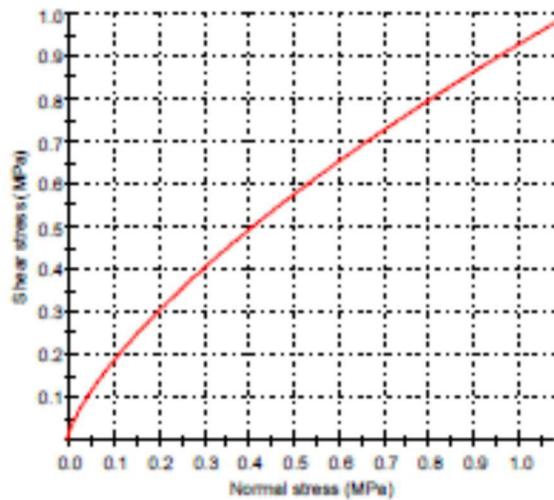


Hoek-Brown Classification
intact uniaxial compressive strength = 40 MPa
GSI = 35 $m_i = 20$ Disturbance factor = 0.9

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.204$ $s = 3.31e-5$ $a = 0.518$

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.141 MPa friction angle = 30.43 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.005 MPa
uniaxial compressive strength = 0.195 MPa
global strength = 2.644 MPa
modulus of deformation = 1486.67 MPa



Análisis del Macizo Rocoso (Andesita Inalterada)

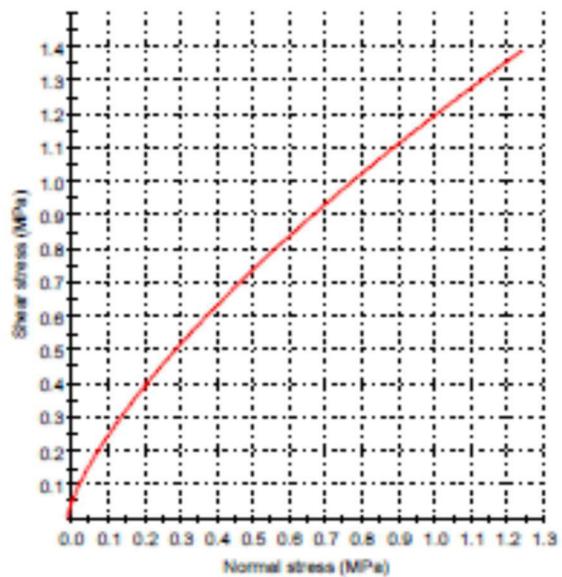
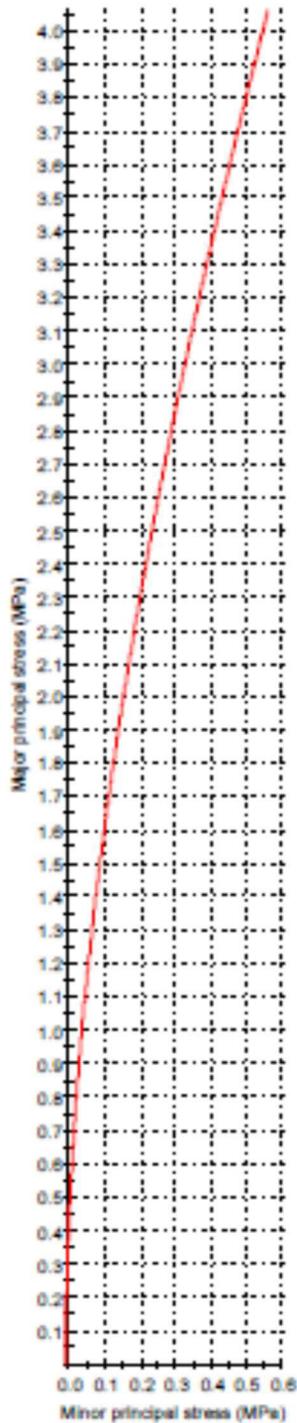
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData - ANDESITA INALTERADA

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial compressive strength = 60 MPa
GSI = 40 $m_i = 20$ Disturbance factor = 0.9

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.406$ $s = 0.0001$ $a = 0.511$

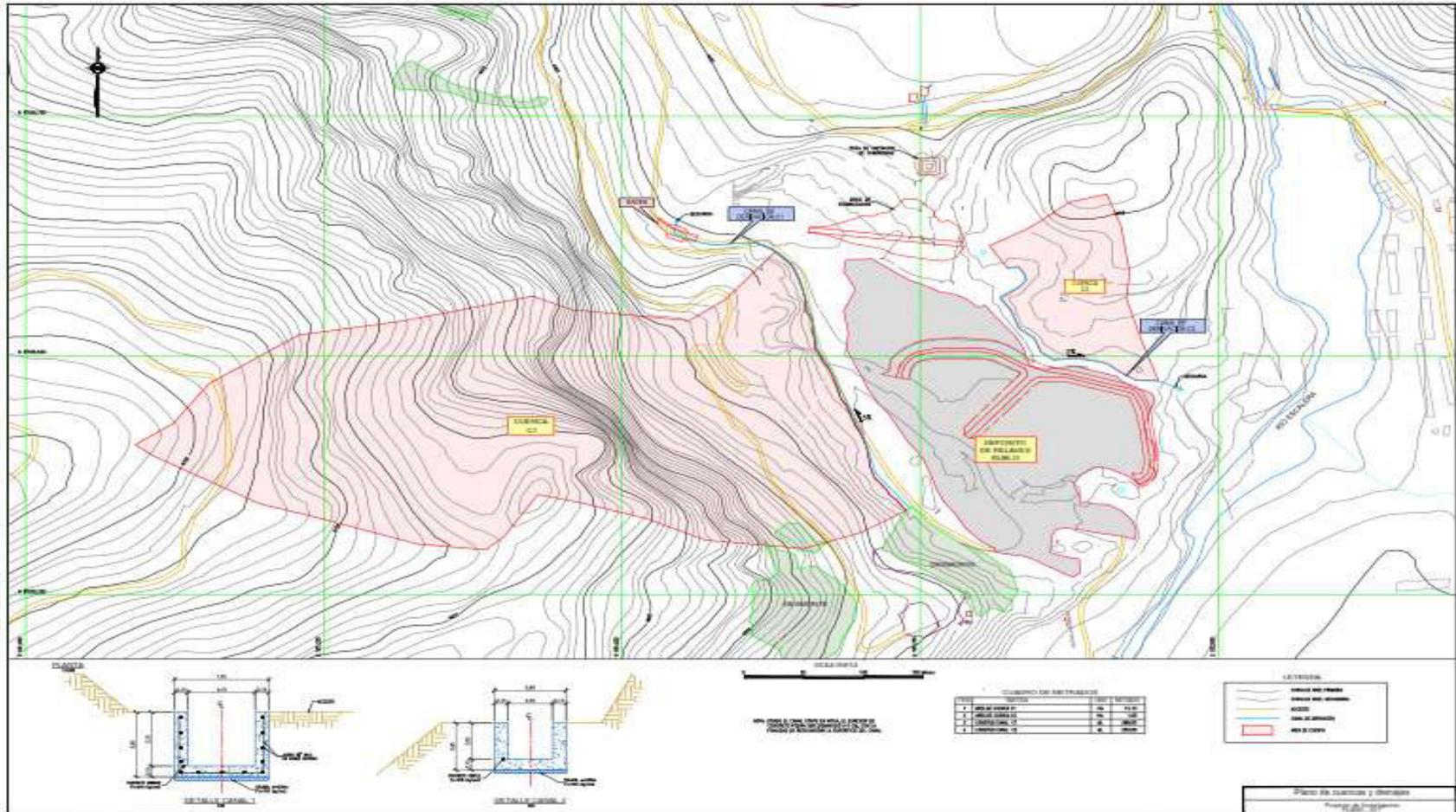
Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.198 MPa friction angle = 45.45 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.011 MPa
uniaxial compressive strength = 0.460 MPa
global strength = 4.810 MPa
modulus of deformation = 2395.73 MPa



ANEXO V - INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Plano de cuencas y drenajes



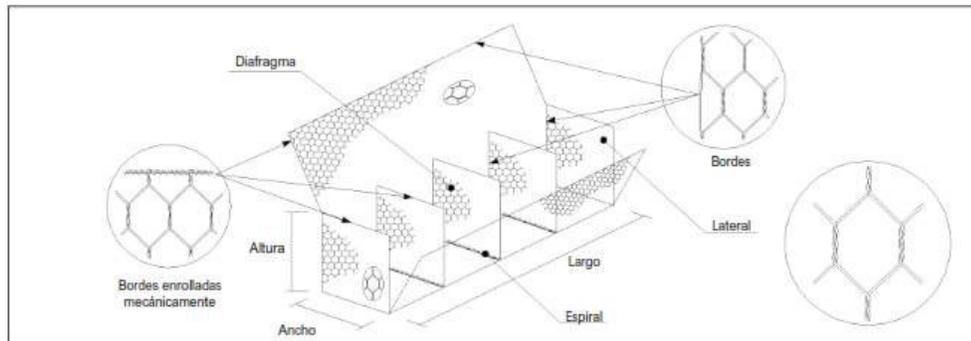
ANEXO VI - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS REFUERZOS

Especificación Técnica del Gavión Caja

Gavión Caja

Especificaciones Técnicas

en malla hexagonal de doble torsión tipo 10x12 ϕ 2.7 mm Plastificado



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recoocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación Zn 5 Al MM (Galvan) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galvan en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de Zn 5 Al MM debe adherir al alambre de tal forma que después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado, quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A856M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que el 12%.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces medias vueltas, de acuerdo con las especificaciones de las normas NBR 10514 y NB 710-00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 10x12cm.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2.7mm y de 3.4 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3.4 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1.50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base durante la fabricación a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2.2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	2.00 m	3.00 m	4.00 m	5.00 m
Ancho	1.00 m	1.50 m		
Altura	0.50 m	1.00 m		

4) AMARRE Y ATIRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2.2 mm y su cantidad en relación al peso de los gaviones caja provistos es de 9% para los de 1.00 m de altura y de 7% para los de 0.50 m.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre de \pm 2.5%.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de \pm 3% en la altura y en el ancho de \pm 5%.

6) RECUBRIMIENTO PLÁSTICO

El alambre con revestimiento de Zn 5 Al MM deberá ser recubierto con una camada de compuesto termoplástico a base de PVC, con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la norma NBR 10514, esto es:

Espesor mínimo:	0.40 mm;
Espesor nominal:	0.50mm
Masa específica:	1.30 a 1.35 kg/dm ³ ;
Dureza:	50 a 60 Shore D;
Resistencia a tracción:	mayor que 210 kg/cm ² ;
Elongación de ruptura:	mayor que 250%;

Especificación Técnica de la Geo malla MacGrid WG120

MacGrid® WG120

Geomalla Tejida

Características técnicas

MacGrid® WG120 es una geomalla tejida producida a partir de hilos de poliéster de alta tenacidad los cuales reciben revestimiento en PVC para la protección del núcleo, es resistente a la daños de instalación, ataques químicos, biológicos, ambientales y son especialmente indicadas para estabilización de estructuras de contención en suelo reforzado, refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos, refuerzo de pavimentos entre otras aplicaciones.



Propiedades Mecánicas		Unidad	Ensayo	WG120/30
Resist. Longitudinal a la Tracción	T_{ult}	kN/m	ASTM D 6637	120
Deformación a la Rotura	e	%	ASTM D 6637	≤ 11
Resist. Transversal a la Tracción	T_{ult}	kN/m	ASTM D 6637	30
Propiedades Físicas		Unidad	Ensayo	WG120/30
Abertura nominal de la malla longitudinal		mm		21
Abertura nominal de la malla transversal		mm		25
Propiedades a Largo Plazo		Unidad	Ensayo	WG120/30
Factor Reducción, Fluencia - Creep	RF_{CR}	---	ASTM D 5262	1.43
Factor Reducción, Durabilidad	RF_D	---	FHWA RD 97-144	1.15
Factor Reducción, Daños de Instalación	RF_{ID}	---	ASTM D 5818	1.03
Factor de Reducción Total, $RF_G = (RF_{CR} \times RF_D \times RF_{ID})$				1.69
Resistencia a Largo Plazo, $LTDS = T_{ult} / RF_G$		kN/m		71.0
Presentación		Unidad	Ensayo	WG120/30
Ancho del Rollo		m		3.90
Largo del Rollo		m		100.0

Especificación Técnica de la Geo malla MacGrid WG200

MacGrid® WG200

Geomalla Tejida

Características técnicas

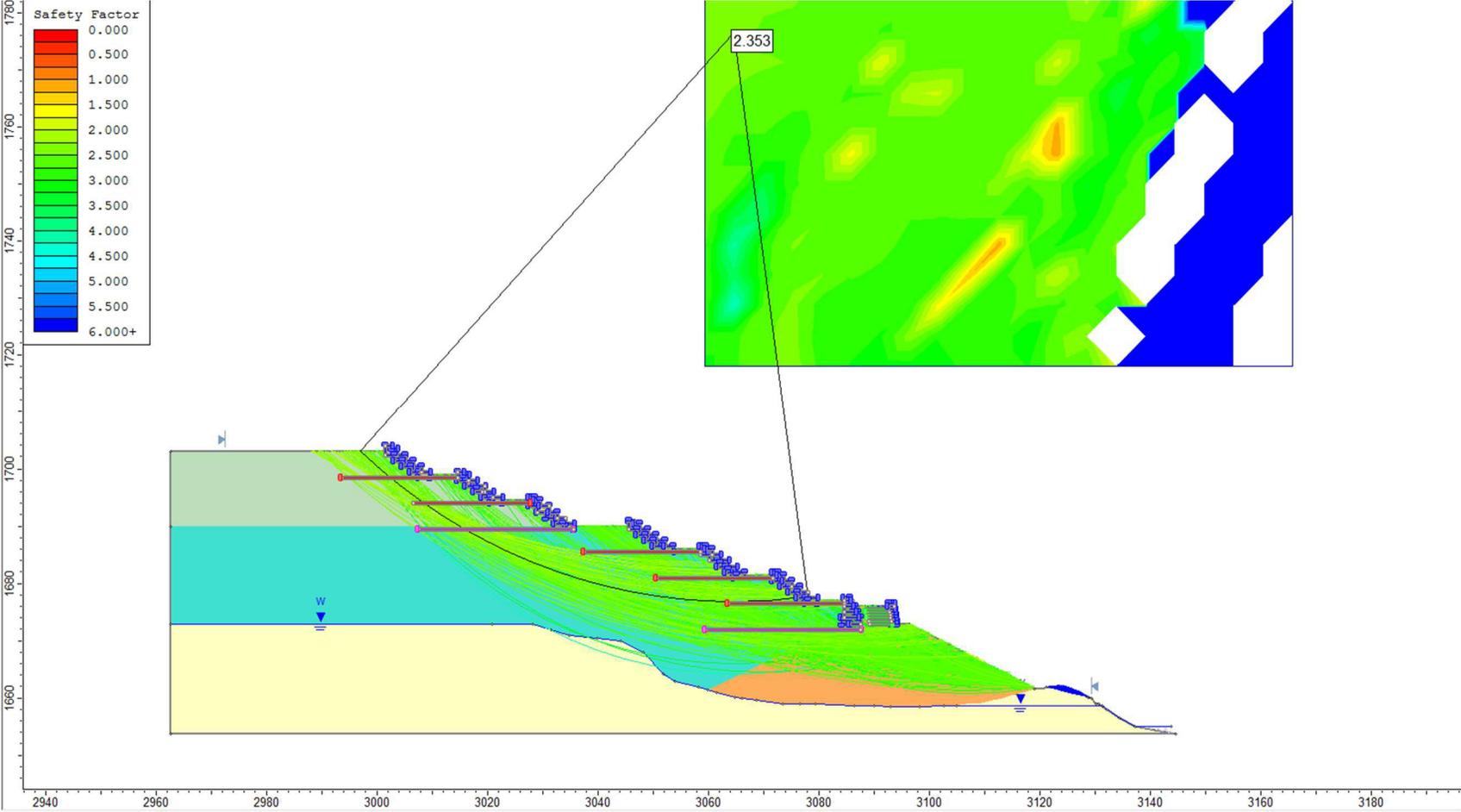
MacGrid® WG200 es una geomalla tejida producida a partir de hilos de poliéster de alta tenacidad los cuales reciben revestimiento en PVC para la protección del núcleo, es resistente a la daños de instalación, ataques químicos, biológicos, ambientales y son especialmente indicadas para estabilización de estructuras de contención en suelo reforzado, refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos, refuerzo de pavimentos entre otras aplicaciones.



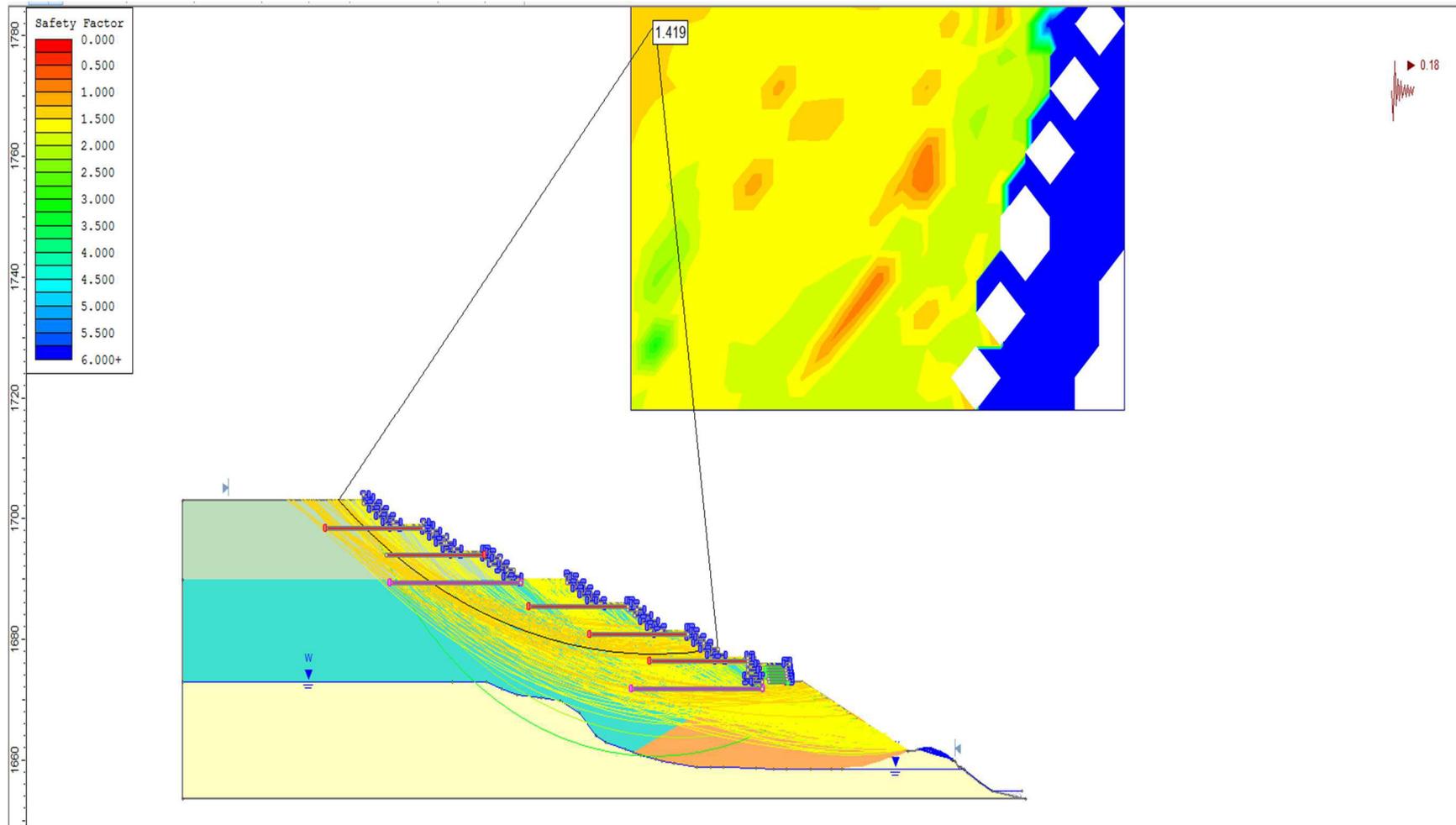
Propiedades Mecánicas		Unidad	Norma	WG200/30
Resist. Longitudinal a la Tracción	T_{ult}	kN/m	ASTM D 6637	200
Deformación a la Rotura	e	%	ASTM D 6637	≤ 12
Resist. Transversal a la Tracción	T_{ult}	kN/m	ASTM D 6637	30
Propiedades Físicas		Unidad	Norma	WG200/30
Abertura nominal de la malla longitudinal		mm		20
Abertura nominal de la malla transversal		mm		25
Propiedades a Largo Plazo		Unidad	Norma	WG200/30
Factor Reducción, Fluencia - Creep	RF_{CR}	---	ASTM D 5262	1.43
Factor Reducción, Durabilidad	RF_D	---	FHWA RD 97-144	1.15
Factor Reducción, Daños de Instalación	RF_{ID}	---	ASTM D 5818	1.03
Factor de Reducción Total, $RF_G = (RF_{CR} \times RF_D \times RF_{ID})$				1.69
Resistencia a Largo Plazo, $LTDS = T_{ult} / RF_G$		kN/m		118.0
Presentación		Unidad	Norma	WG200/30
Ancho del Rollo		m		3.90
Largo del Rollo		m		100.0

ANEXO VII - RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

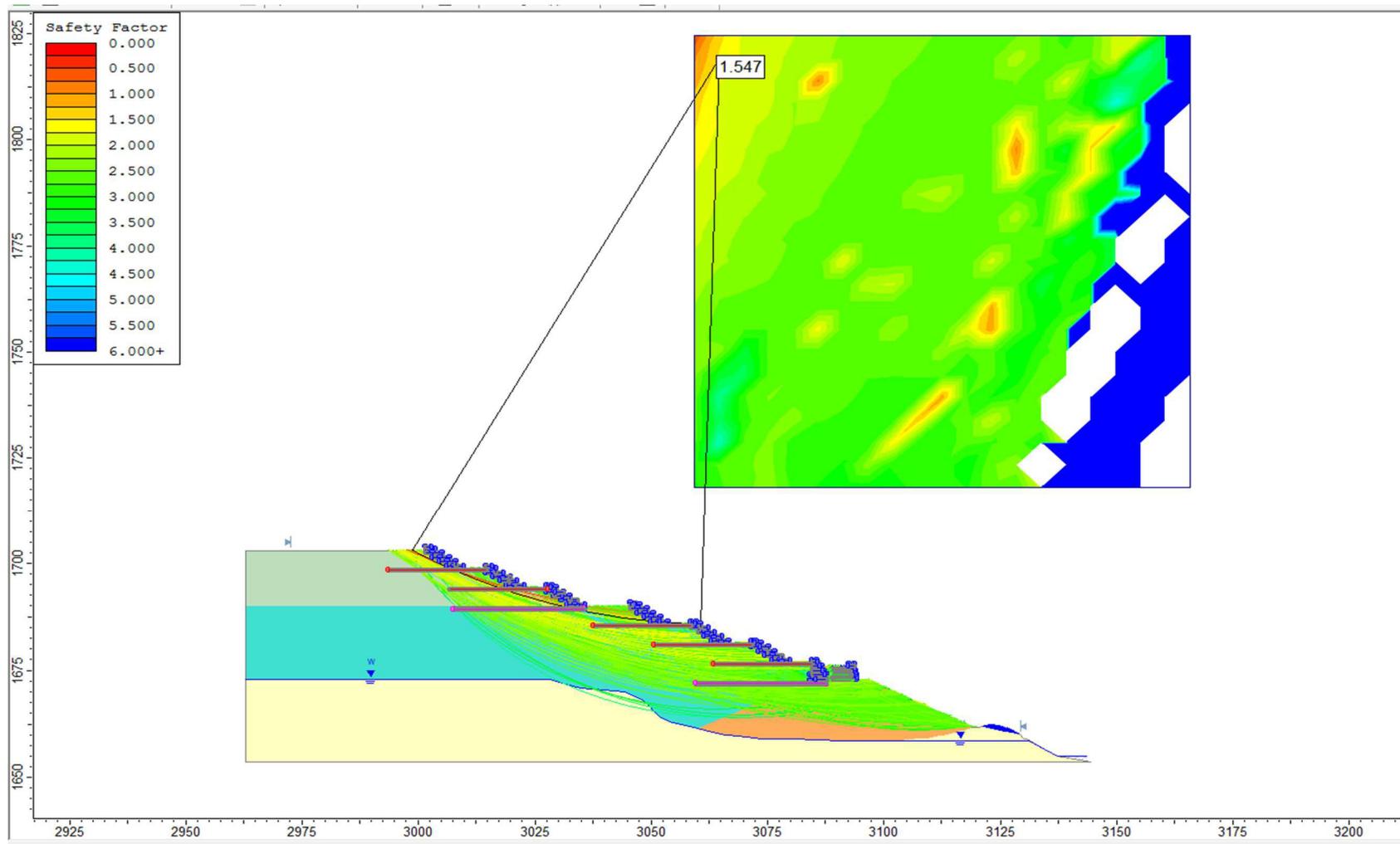
Resultado del Análisis de Estabilidad Estático



Resultado del Análisis de Estabilidad Pseudo - Estático

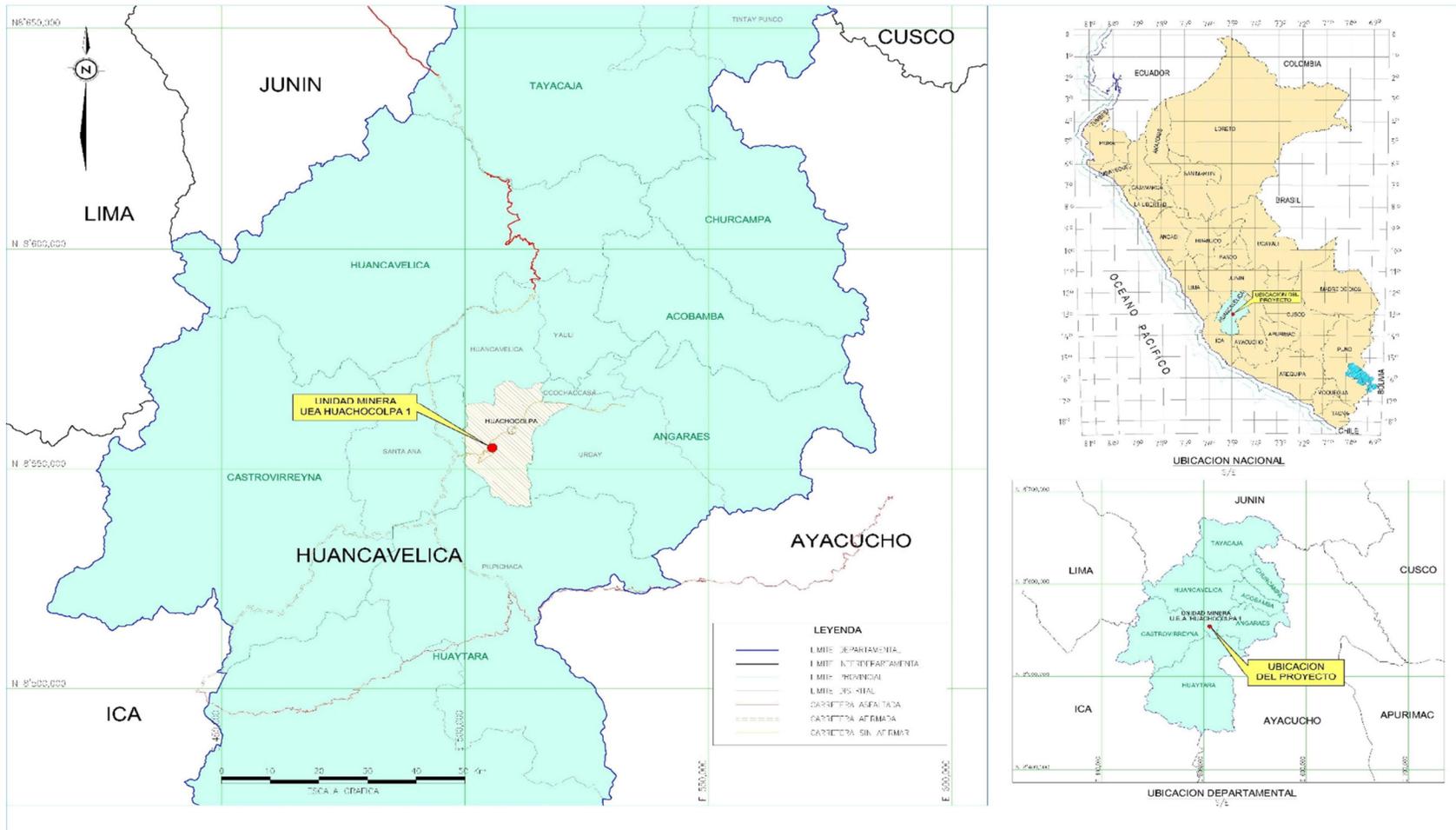


Resultado del Análisis de Estabilidad Post – Licuación



ANEXO VIII - PLANOS

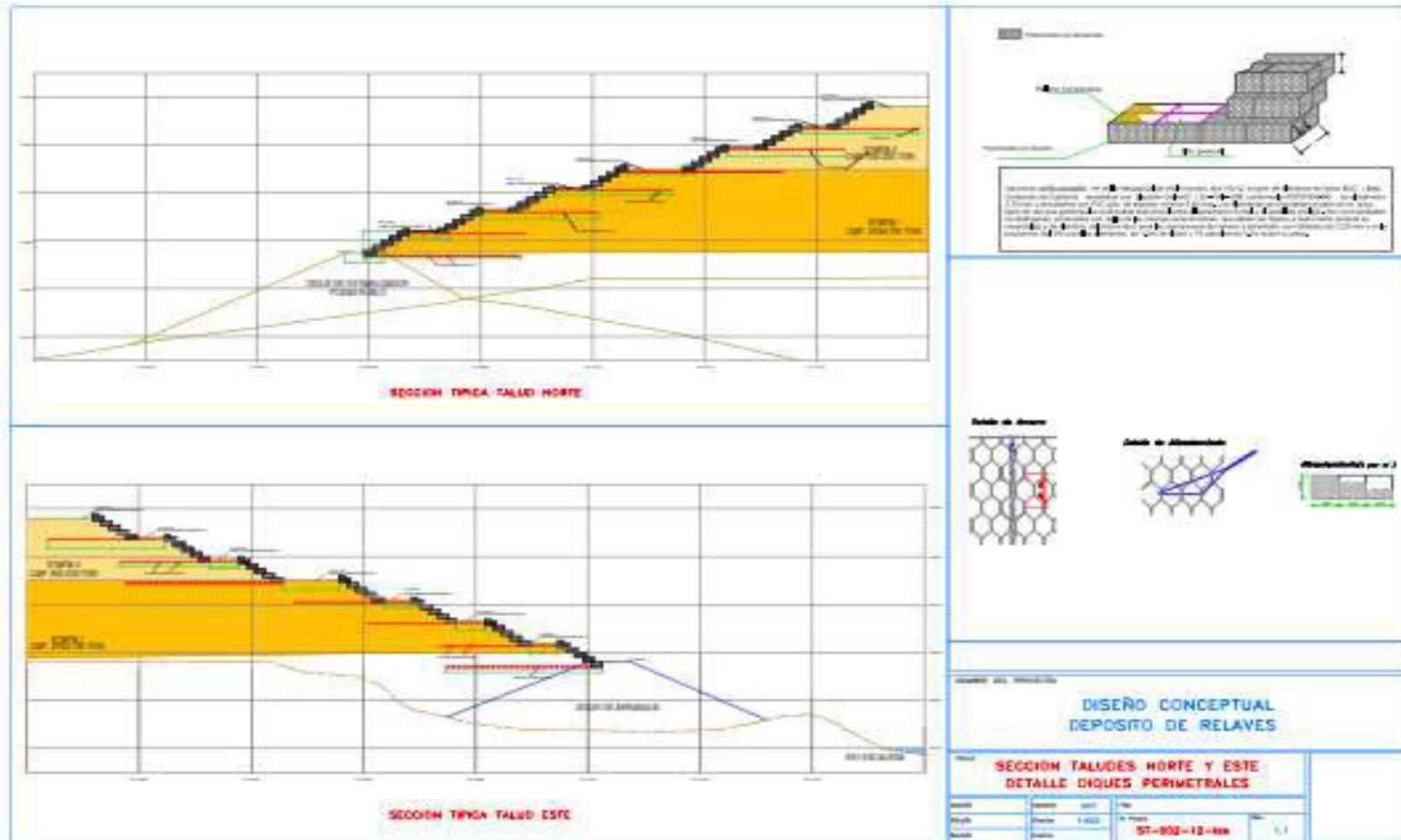
Plano de Ubicación del Área de Estudio



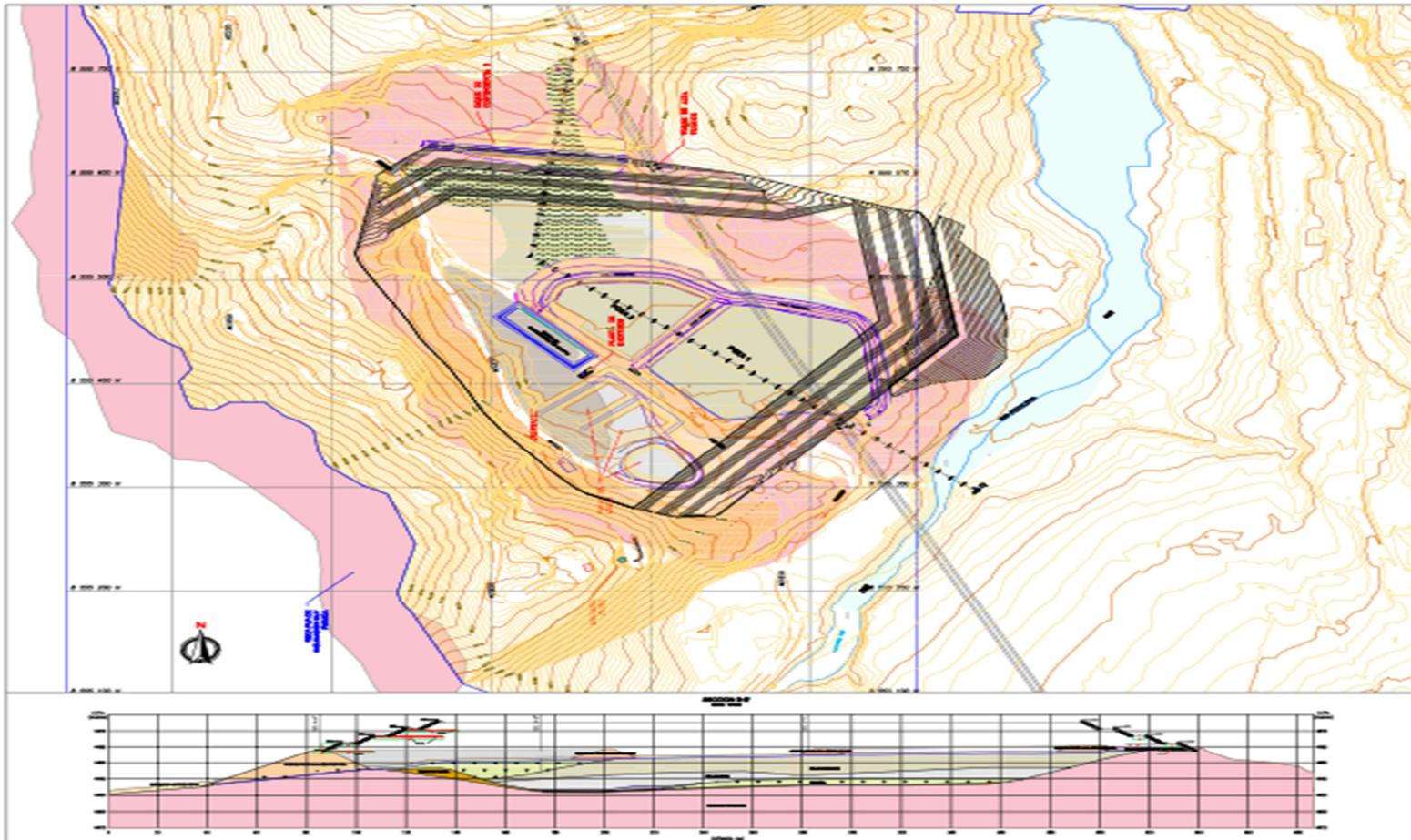
Topográfico del Área de Estudio



Plano de Secciones Típica de Taludes (Talud Norte y Este)



Plano de Secciones Lateral (Talud Norte y Este)



ANEXO IX - PLAN DE CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE

