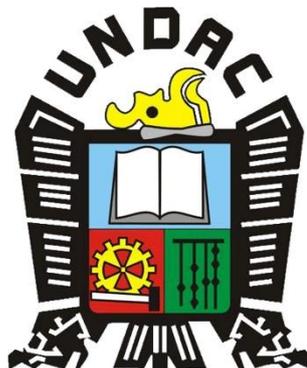


UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE

INGENIERIA CIVIL



**“Análisis del uso de geosintéticos como componentes en la
estabilización de taludes y refuerzo de la
presa de relaves Animón”**

TESIS

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. CORREA JULCARIMA Isaac Sabino

CERRO DE PASCO – PERU

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:

“Análisis del uso de geosintéticos como componentes en la estabilización de taludes y refuerzo de la presa de relaves Animón”

PRESENTADO POR:

Bach. CORREA JULCARIMA, Isaac Sabino

SUSTENTADO Y APROBADO ANTE LOS MIEMBROS DEL JURADO
CALIFICADOR

PRESIDENTE:

Mg. CASTILLO MONTALVÁN, José Elí _____

MIEMBRO:

Mg. RAMÍREZ MEDRANO, José Germán _____

MIEMBRO:

Ing. YARASCA CORDOVA, Pedro _____

ASESOR DE TESIS

Dr. CÓNDOR GARCÍA, Hildebrando Anival _____

CERRO DE PASCO DEL 2018

DEDICATORIA

A mi padre Celestial que siempre es mi
compañero.

A mis padres Sabino y Dolores por el amor
y apoyo incondicional.

A mis hermanos Johnson, Rosana y Miguel
porque me ayudaron en mi formación
personal y profesional.

A Monica, Franklin, George,..., personas
que me alentaron a culminar la tesis.

A la Universidad por entregarme los
conocimientos y vivencias que lo llevare
siempre.

RESUMEN

El tema de estudio está enfocado a analizar si el uso de geosintéticos como componentes pueden brindar refuerzo en taludes de 0.4H:1V aguas abajo y arriba del tramo 01, y el refuerzo de taludes y cuerpo de presa para el tramo 02, ambos pertenecientes al dique noroeste de la presa de relaves Animón.

Para ello se realizó la formulación del problema, objetivos (lo que se quiere alcanzar), hipótesis susceptibles a comprobación y los tipos de variables involucradas al estudio; la investigación es de carácter aplicativo con un diseño a través de la recopilación de información documental y de campo.

La población tomada de estudio fue el dique noroeste que va de la prog. 0+490 a 0+712, tomándose 02 muestras, para analizar la estabilidad en las secciones de prog. 0+510 y 0+600, previamente se realizarán estudios geotécnicos (SPT, CP y CPTu) donde se asentará el dique noroeste, se conocerán las propiedades físicas como el peso unitario, ángulo de fricción, cohesión, de los materiales involucrados en las secciones de análisis.

Para el análisis de estabilidad del dique en sus secciones se emplearán los métodos de equilibrio límite (Gle/Morgenstern-Price) por tener taludes menores a 70° de inclinación (0.4H:1V); el análisis se realizará a través de tres (03) condiciones previstas: sin refuerzo, con refuerzo y afectado por el coeficiente sísmico de 0.18 g, usando el programa SLIDE 6.0.

ABSTRACT

The subject of the study is focused on analyze if the use of geosynthetics as components can provide reinforcement in slopes of 0.4H: 1V downstream and above section 01, and reinforcement of slopes and dam body for section 02, both belonging to the northwest dam of the Tailings dam Animón.

For this purpose, the formulation of the problem, objectives (what is to be achieved), hypotheses susceptible to verification and the types of variables involved in the study will be carried out; the research is of an applicative nature with a design through the collection of documentary and field information.

The population taken from the study was the northwest dam that goes from the prog. 0 + 490 to 0 + 712, taking 02 samples, to analyze the stability in the sections of prog. 0 + 510 and 0 + 600, previously, geotechnical studies will be carried out (SPT, CP and CPTu) where the north-western dike will settle, the physical properties will be known as the unit weight, angle of friction, cohesion, of the materials involved in the sections of analysis.

For the analysis of the stability of the dike in its sections, the methods of limit equilibrium (Gle / Morgenstern-Price) will be used because they have smaller slopes at 70 ° of inclination (0.4H: 1V); the analysis will be carried out through three (03) predicted conditions: without reinforcement, with reinforcement and affected by the seismic coefficient of 0.18 g, using the SLIDE 6.0 program.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Accesibilidad a la unidad minera Animón.....	29
Tabla 2: Precipitaciones Máx.- Zona Cerro de Pasco.....	34
Tabla 3: Compacidad relativa de arenas.....	42
Tabla 4. Consistencia y resistencia de suelos cohesivos.....	42
Tabla 5: Coordenadas Geográficas UTM - SPT	47
Tabla 6: Coordenadas Geográficas UTM - CP	54
Tabla 7: Coordenadas Geográficas UTM - CPTu	56
Tabla 8: Peso específico y absorción - ASTM C127	60
Tabla 9: Densidad relativa ASTM - D1556.....	61
Tabla 10: Huso granulométrico del tipo 8B y 8A	63
Tabla 11: Propiedades físicas del Tipo 8B.....	64
Tabla 12: Propiedades físicas del Tipo 8A.....	64
Tabla 13: Propiedades geométricas de la geomalla biaxial	75
Tabla 14: Propiedades del geomanto a usar	76
Tabla 15: Propiedades físicas de los materiales presentes	81
Tabla 16: Factores de seguridad mínimos aceptables.....	87
Tabla 17: Factor de Seguridad sin refuerzo	88
Tabla 18. Factor de Seguridad con refuerzo.....	88
Tabla 19: Factor de Seguridad afectada con coeficiente sísmico	88
Tabla 20: Valores de Factores de reducción “FR”	89
Tabla 21: Análisis de estabilidad - muestras de estudio	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Plano de Ubicación de la Zona Estudio	29
Figura 2: Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	40
Figura 3: Sección longitudinal y transversal del tomamuestras	40
Figura 4: Cono de Peck (CP)	44
Figura 5: Plano de ubicación de SPT - Dique noroeste	47
Figura 6: Plano de ubicación de auscultación CP - Dique noroeste	54
Figura 7: Esquema superficial de falla	69
Figura 8: Geomalla uniaxial extruida-HDPE.....	74
Figura 9: Geomalla uniaxial tejida-Poliéster.....	75
Figura 10: Geomanto protección UV.....	76
Figura 11: Geotextil no tejido de 200 gr/m2 - Poliéster	77

INDICE

DEDICATORIA.....	iii
RESUMEN.....	iv
ABSTRACT.....	v
LISTA DE TABLAS	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
INTRODUCCIÓN.....	xii
CAPÍTULO I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 DETERMINACION DEL PROBLEMA.....	2
1.2.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL.....	2
1.2.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	2
1.2.3 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL	3
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.3.1 Problema General.....	3
1.3.2 Problema Específico	3
1.4 FORMULACIÓN DEL OBJETIVO	4
1.4.1 Objetivo General.....	4
1.4.2 Objetivo Específico	4
1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.6 IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.7 LIMITACIONES.....	6

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	7
2.1 ANTECEDENTES	7
2.2 BASE TEÓRICA.....	9
2.3 DEFINICIÓN DE TERMINOS.....	10
2.4 FORMULACIÓN DE HIPOTESIS	20
2.4.1 Hipótesis General	20
2.4.2 Hipótesis Específico	21
2.5 SISTEMA DE VARIABLES.....	21
2.5.1 Variables Independientes	21
2.5.2 Variables Dependientes.....	21
2.5.3 Variable Intervinientes	22
CAPÍTULO III METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	23
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	23
3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	24
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	24
3.3.1 POBLACIÓN DE ANÁLISIS	24
3.3.2 MUESTRA DE ANÁLISIS	25
3.4 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN	25
3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	25
3.6 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	26
3.7 TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE DATOS.....	26
CAPÍTULO IV CONDICIONES GENERALES DE SITIO.....	28

CAPÍTULO V	EVALUACIÓN GEOTECNICA Y ENSAYOS DE SUELOS 37
5.1	ENSAYOS DE EXPLORACIÓN USADOS 37
5.1.1	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT) 37
5.1.2	AUSCULTACION DEL CONO DE PECK (CP) 42
5.1.3	ENSAYO DE PENETRACIÓN PIEZOCONO (CPTu) 45
5.2	ANÁLISIS AL DEPOSITO DE RELAVES ANTIGUOS 46
5.2.1	Análisis a los ensayos SPT / CP 46
5.2.2	Análisis a los ensayos Cono Peck (CP): 53
5.2.3	Análisis a los ensayos exploratorios CPTu 56
5.3	PROPIEDADES FISICAS DEL RELAVE ANTIGUO 57
CAPÍTULO VI	PROCESO CONSTRUCTIVO DEL DIQUE NOROESTE 58
6.1	OBRAS PRELIMINARES 58
6.2	EXCAVACIÓN 59
6.3	ENROCADO 59
6.4	SISTEMA DE SUBDRENAJE 60
6.5	ANÁLISIS AL MATERIAL PROPUESTO PARA CUERPO DE PRESA	61
CAPÍTULO VII	EVALUACIÓN DEL DISEÑO CON GEOSINTÉTICOS 66
7.1	ANÁLISIS AL DISEÑO DE REFUERZO EN TALUDES 66
7.1.1	Criterio de diseño para el refuerzo en taludes 66
7.1.2	Verificación por estabilidad interna y externa 68
7.1.3	Especificaciones para refuerzo de taludes y cuerpo de presa	... 73
7.2	ANÁLISIS AL DISEÑO PARA SUELO REFORZADO 77

7.2.1	Verificación por Capacidad portante	77
7.2.2	Especificaciones para el refuerzo de la geomalla uniaxial	79
CAPÍTULO VIII VERIFICACIÓN PARA ESTABILIDAD FÍSICA		80
8.1	PARAMETROS DE DISEÑO DEL DIQUE NOROESTE.....	80
8.2	VERIFICACIÓN DEL USO DE REFUERZO EN TALUDES.....	81
8.3	VERIFICACIÓN DE REFUERZO CON GEOMALLA UNIAXIAL	83
8.4	VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD FÍSICA	84
8.4.1	Verificación de la sección de análisis.....	84
8.4.2	Verificación del nivel freático.....	85
8.4.3	Verificación del sistema de drenaje.....	85
8.4.4	Verificación de aceleración sísmica de diseño	86
8.4.5	Verificación de los FS mínimas permisibles	87
8.4.6	Resultados del análisis de estabilidad	87
CONCLUSIONES.....		89
RECOMENDACIONES.....		92
BIBLIOGRAFÍA.....		94
ANEXOS.....		97

INTRODUCCIÓN

El Geosintético es un producto donde por lo menos uno de sus componentes químicos está hecha a base de polímeros artificiales (sintéticos) o naturales, se presentan en forma de mantos, laminas o estructuras tridimensionales, fueron creadas para incrementar las propiedades mecánicas del material al que está acompañando por ejemplo impermeabilización del vaso de una presa de tierra, mejorar las propiedades de filtración de un material, brindar reforzamiento en taludes y mejorando la distribución de cargas sobre un suelo, también es aplicado en la infraestructura vial mediante el reforzamiento en pavimentos.

No se conoce con exactitud el año en que llegó por primera vez el geosintético al Perú; en los años 70 llegó se dio su llegada a América como componente para reforzar suelos con las primeras geomallas y geotextiles tejidos. Hoy en día se ha aumentado la variedad de geosintéticos por la tecnología que se tiene dando mayor calidad al producto (ASTM, GRI).

Los geosintéticos se vienen usando en obras de ingeniería que ayuden a superar inconveniencias geotécnicas existentes. El recrecimiento para la Presa de Relaves Animon es una de ellas ubicada en la Unidad minera Animon, si se daría mediante una construcción tradicional se vería afectada la vía nacional Huayllay - Huaral y viceversa por encontrarse a un costado y también acompañado de la evidencia de un depósito de relaves antiguos dentro del área donde se realizará la cimentación del futuro dique noroeste.

La Compañía minera Chungar es la responsable de la unidad minera Animon y de sus operaciones, por ello contrato a la consultora responsable plantear una solución que permita incrementar la capacidad del vaso, sin perjudicar el normal tránsito que se da en esta vía nacional en mención.

La presente Tesis está enmarcada analizar si el uso de geosintéticos planteadas por la Consultora permitirá, estabilizar el dique noroeste mediante el refuerzo en taludes aguas arriba y arriba usando: geotextiles, geomantos y geomalla biaxial; seguidamente reforzar en el cuerpo de dique usando geomalla uniaxial, desde la prog. 0+490 a 0+712.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las unidades Mineras son un centro de extracción, procesamiento y producción de minerales y generando relaves; hoy en día se encuentra más controlado y fiscalizado para minimizar los impactos negativos hacia el medio ambiente, por ello la disposición de relaves es un tema de relevancia para tener depósitos impermeabilizados (vasos de relave) seguros que son estructuras de presa de tierra recrecidos continuamente, de acuerdo a que se va llegando a su capacidad. Los depósitos de relave demandan para su recreciendo áreas aledañas donde se ubicara su nuevo pie de presa para ello se

movilizara gran cantidad de volumen de tierra que pasara a formar parte del cuerpo. El problema viene cuando ya no se una disposición de terreno o teniéndolo se tiene interferencias.

La presa de relaves Animon pasa por este problema en el tramo del dique noroeste, al tener al costado del pie de presa existente la vía nacional que une los distritos de Huayllay – Huaral, no pudiendo ser cerrada y teniendo la necesidad de incrementar la capacidad del vaso; se hace necesario analizar u buscar una alternativa que permita recrecer la presa y a la vez mantener en funcionamiento la vía nacional.

1.2 DETERMINACION DEL PROBLEMA

1.2.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL

El presente trabajo de investigación se ha desarrollado específicamente en la construcción del dique noroeste de la presa de relaves Animón que viene siendo administrada por la compañía minera Chungar del Grupo Volcan S.A.A. Esta presa de relaves se encuentra ubicada en el distrito de Huayllay, provincia de Pasco - Pasco - Perú.

1.2.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El análisis que demanda la investigación contemplando sus conclusiones, está enmarcada para un periodo de duración 03 meses comenzando en setiembre y finalizando en diciembre del 2018.

1.2.3 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

La presente Tesis, está enmarcada en un análisis del uso de geosintéticos como componentes en la estabilización de taludes y refuerzo de la presa de relaves Animón, partiendo de una base teórica de la mecánica de suelos, sondajes, geosintéticos y siendo así ser considera factible su uso para dar estabilidad y refuerzo en el dique noroeste de la presa de relaves Animón.

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1 Problema General

¿En qué medida es factible el uso de geosintéticos como componentes en la estabilización de taludes y refuerzo del dique noroeste de la presa de relaves Animón?

1.3.2 Problema Específico

- A. ¿En qué medida el uso de geotextil, geomanto y geomalla biaxial como componentes, puedan brindan estabilidad de taludes del dique noroeste de la presa de relaves Animón?
- B. ¿En qué medida el uso de geomalla uniaxial como componente, pueda brindar refuerzo al cuerpo del dique noroeste de la presa de relaves Animón?

1.4 FORMULACIÓN DEL OBJETIVO

1.4.1 Objetivo General

Conocer si el uso de geosintéticos como componentes, brindan una estabilidad de taludes y refuerzo del dique noroeste de la presa de relaves Animón.

1.4.2 Objetivo Específico

- A. Conocer si del uso de geotextil, geomanto y geomalla biaxial como componentes brindan estabilización de taludes del dique noroeste de la presa de relaves Animón.
- B. Conocer si el uso de geomalla uniaxial como componente, brinda refuerzo al cuerpo del dique noroeste de la presa de relaves Animón.

1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Hoy en día la industria minera busca mejorar su producción con la ayuda de nuevas tecnologías siendo no ajeno la infraestructura que posee. La nuevas tecnologías no solo son aplicadas en la mejora de producción sino también alcanza a las obras de ingeniería civil permitiendo su evolución, reforzando y mejorando el concepto de la ingeniería tradicional.

Por ejemplo la ingeniería tradicional empleada en obras de ingeniería en el rubro Minería para un recrecimiento de presa de relaves,

demandaría tener un área disponible de terreno para iniciar los rellenos controlados usando material seleccionado.

Las empresas mineras según su alcance, demandan para sus operaciones consignarse amplias áreas de terreno para que puedan desarrollarse con plenitud en el tiempo que tienen provisto hasta llegar al cierre de minas.

Ahora que pasaría si estas áreas de expansión son restringidas por la existencia de fuentes de agua entre estas lagunas, pozas o por otro lado ser terrenos comunales que por un tema social no pretenden ser negociadas con la minera, también en los casos que cruza una carretera de vía vecinal o nacional; esto haría que las empresas mineras tengan presente que su operaciones de crecimiento estuvieran limitados; mencionamos esto por el hecho que la mina al estar en operación seguirá generando relaves mineros, ahora que pasara si la presa de relaves llegase a su capacidad máxima de depósito al que fue construido, en ese momento y por las limitaciones de comunidad y vías explicadas no pueda realizar un nuevo recrecimiento.

En tal sentido la investigación va orientada a realizar un análisis técnico del planteamiento geotécnico propuesta por la consultora al usar geosintéticos tales como geomallas, geomantos y geotextil como componentes de estabilización y refuerzo del dique noroeste.

1.6 IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

La importancia principal de la investigación es poder conocer si realmente se conseguirá una estabilidad del dique noroeste usando geosintéticos (geotextil, geomanto y geomalla uniaxial-biaxial); consiguiendo dar el recrecimiento necesario de la presa Animón y asegurando una disposición de relaves para el periodo al que fue planificado.

La investigación posee un grado de relevancia social al estar comprometida la vía nacional (carretera Huayllay - Huaral) que atraviesa por los terrenos de la minera; gracias a la construcción de taludes reforzados y suelo reforzado usando geosintéticos permitirá el normal funcionamiento de la vía en mención. También permitirá no cerrar la poza de recirculación de la planta concentradora.

Se espera conseguir información y conclusiones relevantes en el tema muy poco difundido del uso de geosintéticos en la estabilización de presas de tierra usando geomallas uniaxiales - biaxiales, geomanto y geotextil para dar refuerzo y estabilidad de taludes.

1.7 LIMITACIONES

El trabajo de investigación por su naturaleza de aplicabilidad en la estabilización de taludes de presas de relave, posee poca información documentada en la manera como se explica en esta tesis y que nos pueda brindar alcances mayores en el uso de geosintéticos en nuestro ámbito local.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

Los geosintéticos como son las geomallas, geomantos o geotextiles entre otros, se fueron inventando paulatinamente, en 1930 se inició con la creación del material del que se compone algunos geosintéticos que fueron por ejemplo el poliéster y el polipropileno que son polímeros agrupados de un masa molecular baja. En el año de 1950 se realizaron las primeras aplicaciones para controlar erosiones o como filtro, así sirviendo como solución de ingeniería en los países de Europa y América.

En el año de 1966 se usó para drenes, respaldo de muros de contención gracias a las investigaciones del Dr. Barret. A fines de los años sesenta (60), la compañía Franz comenzó a trabajar con fibras no tejidas que en el futuro de llamarían geotextiles no tejidos; pero no sería todavía en el años de 1970 que se patentase los nombre como hoy en día lo conocemos esto sería gracias al Dr. Giroud que es considerado padre de los geosintéticos. Seguidamente se iniciaron los primeros congresos de geosintéticos donde se compartían los avances que alcanzaban, creando luego sociedades con las principales empresas que fabricaban geosintéticos ubicadas en los países principales de los continentes.

Se continuó con las investigaciones con el propósito brindar una alternativa de mejora y solución a los problemas de ingeniería geotécnica mejorar las propiedades mecánicas de suelo y así se llegó a incorporar originalmente láminas de acero propuesta por el arquitecto francés Henri Vidal en los años de 1960s y luego en América en 1972.

La tecnología avanzaba juntamente con los geosintéticos que brindaban mejores propiedades mecánicas al suelo en temas de tracción y torsión, los geosintéticos que proporcionaban mejoras de refuerzo fueron las geomallas y geotextiles y en temas de control de erosión se dio al geomanto.

La incorporación de geosintéticos al suelo con la finalidad de mejorar sus propiedades de resistencia a la carga aplicada y estabilización de

taludes género la creación de nuevas estructura que se vienen a ser llamados taludes reforzados, suelos reforzados y muro de suelo reforzados.

2.2 BASE TEÓRICA

Según Robert M. Koerner (5ta Edición), se puede definir a las geomallas como materiales geosintéticos que consisten en juegos de costillas paralelas conectadas con aberturas de tamaño suficiente que permitan la trabazón del material con el que están en contacto. Como se mencionó la principal función de las geomallas es el REFUERZO; el uso del tipo de geomalla está ligada a la dirección en que los esfuerzos se transmiten en la estructura, por ejemplo, en aplicaciones tales como suelo reforzado o terraplenes se emplearán las geomallas uniaxiales se son geomallas de una mayor resistencia y rigidez en el sentido longitudinal que del transversal. Mientras que en estructuras en que la disposición de los esfuerzos se realiza en forma aleatoria y en varias direcciones, como por ejemplo estructuras de muro de suelo reforzado para la estabilización de taludes, pavimentos o cimentaciones superficiales, se utiliza geomallas biaxiales o triaxiales.

Las geomallas generan un incremento en la resistencia al corte del suelo. Durante la aplicación de una carga normal al suelo, este es compactado donde se producirá una interacción entre las capas de suelo que cubren a la geomallas. El compuesto suelo-geomalla

reduce la resistencia al movimiento por lo tanto el uso de geomallas crea una cohesión, inclusive en materiales granulares gracias a sus aberturas tipo costillas. El compuesto combina la resistencia a la compresión del suelo con la tensión de la geomalla uniaxial creando un sistema que presenta una mayor rigidez de la estructura como una estabilización de taludes con el uso combinado de geomalla biaxial, geomanto y geotextiles.

Existe una variedad de geomallas de acuerdo a su proceso de fabricación, el material con que están hechas, el tipo de unión con el que se fabrican, etc. Cada una de estas tiene diferentes propiedades mecánicas y beneficios de acuerdo a su aplicación. En el presente trabajo de investigación los geosintéticos como: geomallas, geomanto y geotextil serán distribuidas por la empresa MACCAFERRI y la geomalla uniaxial faltante por TENSAR.

2.3 DEFINICIÓN DE TERMINOS

ANÁLISIS:

Del griego “ἀνάλυσις” (analysis), alude al estudio minucioso (identificar los componentes de un todo, separarlos y examinarlos) para lograr acceder a sus principios más elementales; existiendo diferentes tipos de clases de análisis como: análisis comunicacional y lingüístico, económico y gestión, físico, informática, ingeniería y estadística.

TÉCNICO:

Según la real academia española define como técnico a la persona que posee los conocimientos especiales de una ciencia o arte.

Esta noción (idea general) hace referencia a un procedimiento que tiene como objetivo la obtención de un resultado o fin. Al ejecutar conocimientos técnicos, se sigue un conjunto de reglas y normas que se utiliza como medio para alcanzar un fin.

ANÁLISIS TÉCNICO:

Estudio minucioso que se realizara al uso de geomallas, geomanto y geotextiles como componentes para la estabilización de dique, esto se realizara identificando los componentes, separarlos y examinarlos a través del conocimiento técnico, reglas y normas que la fundamentan y así lograr conclusiones de forma afirmativa que respaldan, modifican o niegan el sustento el tema de investigación.

GEOSINTÉTICOS:

Son productos sintéticos utilizados para estabilizar el terreno. Generalmente son productos poliméricos que se utilizan para resolver problemas de ingeniería civil. Son fabricados mediante la transformación industrial de sustancias químicas denominadas polímeros, convertidos mediante uno o más procesos, en láminas, fibras, perfiles, películas, tejidos, mallas, etc.

Los geosintéticos más comunes utilizados en el campo de la ingeniería son los geotextiles, las geomallas, geomantos, geomembranas, georedes, geocompuestos.

PRODUCTOS SINTÉTICOS:

Es un material producido por la "síntesis química", que consiste en el proceso de obtención de compuestos químicos partiendo de sustancias más simples. Por ejemplo, el proceso permite obtener productos que no se encuentran en la naturaleza, como los plásticos.

POLIMEROS:

Son macromoléculas (generalmente orgánicas) formadas por la unión mediante enlaces covalentes de una o más unidades simples llamadas monómeros. Entre los polímeros más comunes y comunes tenemos:

- Policloruro de vinilo (PVC)
- Poliestireno (PS)
- Polietileno (PE) (HDPE o LDPE, alta y baja densidad)
- Polimetilmetacrilato (PMMA)
- Polipropileno (PP)
- Politereftalato de etileno (PET)
- Poliuretano (PU).

GEOMALLA:

Las geomallas son geosintéticos que se emplean con la función de refuerzo y estabilización. Están fabricadas en polietileno de alta densidad, utilizando un proceso de extrusión con, con el objetivo de que, al interactuar con el suelo, complementen su resistencia a la tensión. Gracias a la aplicación de las geomallas, entonces, un terreno puede recibir cargas mayores y distribuir estas de manera uniforme.

GEOMALLA UNIAXIAL:

Son aquellas geomallas en una sola dirección a una alta resistencia a la tensión y de acuerdo a la geometría que se presenten se desarrollara con una mayor interacción

GEOMALLA BIAXIAL:

Son geomallas que presentan aberturas uniformes y resistentes a la tensión en dos sentidos (bidireccional) longitudinal y transversal, normalmente es aplicado en pavimentos y también como refuerzo secundario en la estabilización de taludes de muro de suelo reforzado.

GEOMANTO:

Es una geomanta flexible tridimensional que presenta más de 90% de vacíos, fabricada a partir de filamentos gruesos de polipropileno fundidos en los puntos de contacto, se destaca por su flexibilidad y practicidad, pues comienza a trabajar inmediatamente después de ser

instalada, revistiendo y protegiendo el suelo de la acción de la lluvia y del viento, principales causantes de procesos erosivos.

GEOTEXTIL:

Un geotextil es una tela permeable y flexible de fibras sintéticas, principalmente polipropileno y poliéster, las cuales se pueden fabricar de forma no tejida (las fibras que conforman el geotextil están dispuestos en forma aleatoria) o tejida (las fibras se orientan en dos direcciones dependiendo de su uso o función a desempeñar).

COMPONENTES:

Es aquello que forma parte de la composición de un todo. En este tema de investigación nuestros componentes geosintéticos usados serán la geomalla, geomanto y geotextil para dar la estabilización del dique de presa.

DIQUE DE TIERRA:

Estructura de contención compuesta de relleno de tierra controlada mediante la compactación de capas, empleando un huso granulométrico específico para su construcción. Estas estructuras usadas para la contención de relaves mineros cumpliendo ciertos requerimientos técnicos internos y externos.

PRESA DE RELAVES ANIMÓN:

Estructura de ingeniería compuesta por un dique de tierra para su lado este, sur y oeste y un muro de suelo reforzado y suelo reforzado en su lado noroeste (zona de investigación de la presente tesis). La presa de relaves Animón está construida con la finalidad de que sirva como depósito de relaves de que depura de los procesos metalúrgicos de la planta concentradora Animón ubicada en el distrito de Huayllay, provincia de Pasco, Pasco. La unidad minera Animón tiene una capacidad de producción de 4100 TM (toneladas métricas) de concentrado.

SONDEOS GEOTECNICOS

Es un tipo de prospección manual o mecánica, perteneciente a las técnicas de reconocimiento geotécnico del terreno, llevadas a cabo para conocer sus características. Se trata de perforaciones de pequeño diámetro, (entre 65 y 140 mm) que, aunque no permiten la visión "in situ" del terreno, de ellos se pueden obtener testigos del terreno perforado, así como muestras, y realizar determinados ensayos en su interior.

Los sistemas de sondeo mecánico son:

- Sondeo a presión, con punta abierta o hueca, y maciza o cerrada, se realiza en suelos blandos.

- Sondeo a percusión o golpeo, en suelos cementados o duros, se utiliza para atravesar bolos, grava gruesa, arcilla compacta o capas delgadas de roca.
- Sondeo a rotación con barrena helicoidal, maciza o hueca, se puede utilizar si el terreno es relativamente blando y cohesivo, y no se encuentran capas cementadas, gravas, o roca
- Sondeo a rotación con extracción de testigo continuo, con o sin agua, mediante baterías simples o dobles que llevan en su borde inferior una corona cortadora de vidia o diamante, sirven para todo tipo de suelos o rocas.
- Sondeo mediante métodos destructivos, como trépano, martillo o tricono. Se emplean si en el desarrollo de un sondeo no interesa obtener las propiedades geotécnicas de determinadas capas duras o de material granular grueso, bien porque se conozcan suficientemente, o por otras razones.

NORMA TÉCNICA PERUANA (NTP)

Son documentos que establecen las especificaciones o requisitos de Calidad para la estandarización de los productos, procesos y servicios.

Las elaboran profesionales que conforman los Comités Técnicos de Normalización (CTN), y lo integran representantes de tres sectores:

- Productores / Empresa Privada
- Consumidores / Entidades Públicas

– Técnicos / Academia

Para la aprobación de una Norma Técnica Peruana cada sector emite un SOLO voto por consenso y aprueba el Proyecto de Norma Técnica Peruana, el mismo que ingresa a la etapa de discusión pública por 30 a 90 días y luego de ese periodo se publica la NTP en el diario Oficial El Peruano.

NORMA ASTM

ASTM o ASTM International es una organización de normas internacionales que desarrolla y publica acuerdos voluntarios de normas técnicas para una amplia gama de materiales, productos, sistemas y servicios. Existen alrededor de 12.575 acuerdos voluntarios de normas de aplicación mundial. Las oficinas principales de la organización ASTM international están ubicadas en West Conshohocken, Pennsylvania, Estados Unidos, al noroeste de la ciudad de Filadelfia.

En 1902, la sección americana se constituye como organización autónoma con el nombre de American Society for Testing and Materials, que se volverá universalmente conocida en el mundo técnico como ASTM. Dudley fue, naturalmente, el primer presidente de la ASTM.

En el 2001 la ASTM asume su nombre actual como testimonio del interés supranacional que actualmente han alcanzado las técnicas de normativización.

La ASTM hoy en día está entre los mayores contribuyentes técnicos del ISO (Organización Internacional de Estandarización), y mantiene un sólido liderazgo en la definición de los materiales y métodos de prueba en casi todas las industrias (construcción, petrolera, petroquímica, etc).

NORMA UNE

Los documentos normativos UNE (acrónimo de Una Norma Española) son un conjunto de normas, normas experimentales e informes (estándares) creados en los Comités Técnicos de Normalización (CTN) de la Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).

AENOR es una asociación privada sin ánimo de lucro, reconocida legalmente en España como organismo nacional de normalización conforme a lo establecido en el Reglamento de la Infraestructura para la Calidad y la Seguridad Industrial (Real Decreto 2200/1995) y en el Reglamento (UE) 1025/2012 sobre Normalización Europea.

Las normas UNE pueden ser documentos netamente nacionales o bien ser adopción de documentos europeos o internacionales. En el primer caso se numeran siguiendo una clasificación con la siguiente estructura general (ejemplo para Norma UNE 199191:2013):

Norma	CTN	Código	Año
UNE	199	191	2013

GRI

Es el Instituto de investigación de geosintéticos (Geosynthetic Research Institute), dedicado a la investigación de geosintéticos una de sus funciones es brindando métodos de ensayo.

UTM

El sistema de coordenadas universal transversal de Mercator (en inglés Universal Transverse Mercator, UTM) es un sistema de coordenadas basado en la proyección cartográfica transversa de Mercator, que se construye como la proyección de Mercator normal, pero en vez de hacerla tangente al Ecuador, se la hace secante a un meridiano.

A diferencia del sistema de coordenadas geográficas, expresadas en longitud y latitud, las magnitudes en el sistema UTM se expresan en metros únicamente al nivel del mar, que es la base de la proyección del elipsoide de referencia.

TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULA

El Tamaño Máximo de partícula, siempre es un tamaño menor que aquél a través del cual se requiere que pase el 100% del material. Por ejemplo si el tamaño máximo de partícula requerido es de 1", el 100%

deberá pasar el tamiz anterior (1½") y casi en su totalidad (entre 90 - 100%) el tamiz de 1".

METODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

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

COEFICIENTE SISMICO

Es aquel coeficiente que se emplea para ajustar el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal en la base del edificio o estructura, a la relación entre el período de vibración de la estructura y el del terreno en el que se asienta.

2.4 FORMULACIÓN DE HIPOTESIS

2.4.1 Hipótesis General

El uso de geosintéticos como componentes brinda estabilidad y refuerzo al dique noroeste de la presa de relaves Animón.

2.4.2 Hipótesis Específico

- A. El uso de geomalla geotextil, geomanto y geomalla biaxial como componentes brindan estabilidad de taludes del dique noroeste de la presa de relaves Animón.
- B. El uso de geomalla uniaxial como componente de refuerzo brinda refuerzo al dique noroeste de la presa de relaves Animón.

2.5 SISTEMA DE VARIABLES

2.5.1 Variables Independientes

Las variables independientes determinadas del tema de investigación es son los siguientes:

- Uso de geomalla uniaxial y biaxial.
- Uso de geomanto de polietileno protección UV.
- Uso de geotextil no tejido.

2.5.2 Variables Dependientes

Las variables dependientes están en función de las independientes y con ello se establecen los siguientes:

- Estabilización de taludes del dique noroeste mediante la estructuración de un refuerzo de taludes.
- Reforzamiento del dique noroeste mediante la estructuración de un suelo reforzado.

2.5.3 Variable Intervinientes

Son aquellas características o propiedades que de una manera u otra afectan al resultado que se espera y están vinculadas con muestra variables independientes y dependientes y son los siguientes:

- Clasificación de suelo usado como material de relleno.
- Proceso constructivo empleado.
- Mano de obra calificada.
- Equipos de medición.
- Eficiencia del equipo de compactación.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación es de carácter APLICATIVO, busca aplicar una tecnología en este caso los geosintéticos (geotextiles, geomantos y geomallas) como componentes aplicables de analizar y verificación de resultados.

Ya conociendo la naturaleza de nuestra investigación debemos encasillar en que tipo o tipos caben, con el fin de conseguir respuestas al problema planteado. Revisando ello, nuestro estudio se encuentra ubicada en el nivel DESCRIPTIVA, CORRELACIONAL Y EXPLICATIVO. Porque descriptivo, a través de esta investigación se

podrá conocer y analizar las cualidades de nuestra población; una investigación correlacional permitirá evaluar el grado de relación que existe entre las variables de la población estudiada, y por último la explicativa que está orientada a la comprobación de la hipótesis identificado y analizando la variables independientes y consiguiendo resultados explicados en hechos verificables (variables dependientes).

3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Comprenderá la manera de recopilar la información necesita. El diseño de investigación adoptado para poder responder al problema de estudio a través de dos tipos: DOCUMENTAL y de CAMPO; la primero permitirá obtener y analizar la información técnica de la ingeniería de detalle realizada por la empresa consultora que se tiene del dique noroeste más la bibliografías relacionadas con el tema de investigación (refuerzo de taludes y suelo reforzado aplicados en presas de tierra) y la segunda permita complementar datos insitu llegando a conseguir un análisis técnico completado.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1 POBLACIÓN DE ANÁLISIS

La población de análisis será el dique noroeste conformada por 02 tramos (prog. 0+490 a 0+712). El tramo 01 (prog. 0+490 a 0+573) es una estructura de tierra donde se estudiara el refuerzo en taludes y

cuerpo de presa para inclinaciones 0.4H:1V, el tramo 02 (prog. 0+570 a 0+712) será usara los mismos refuerzos pero con taludes variables; tramo de estudio de la presa de relaves Animón.

3.3.2 MUESTRA DE ANÁLISIS

Para el tramo 01 la muestra de análisis será la sección ubicada en la progresiva 0+510 y para el tramo 02 estará en la progresiva 0+600.

Cada muestra analizara en qué grado el uso de geosintéticos de refuerzo mejoran la estabilidad física del dique de tierra.

3.4 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN

El método analítico que se empleará para nuestra investigación será Analítico, enfoca en la descomposición de un todo separando en varias partes o elementos para determinar las causas (uso de geotextiles, geomanto geomallas), la naturaleza (presa de relaves Animón) y los efectos (brindar estabilidad al dique noroeste).

3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Técnicas:

Las técnicas de recolección de datos son las distintas formas o maneras de obtener la información, y las principales técnicas empleadas en el presente estudio se detallan a continuación:

- Entrevistas
- Análisis documental o de contenido

- Observación
- Clasificación de archivos.

Instrumentos:

Los principales instrumentos utilizados para el estudio son los siguientes:

- Entrevista no estructurada
- Cuadros de registro
- Guía de análisis documental
- Guía de observación
- Técnicas de procesamiento de datos.

3.6 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

- Verificar la validez y confiabilidad de los instrumentos usados en el análisis del uso de geomallas, geomantos y geotextiles como componentes para dar estabilidad al dique noroeste.
- Procesamiento de datos mediante la agrupación y estructuración con el propósito de responder si es factible el uso de geomallas, geomanto y geotextil como componentes en la estabilización del dique noroeste de la presa de relaves Animón.

3.7 TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE DATOS

- El tratamiento de datos se realizara empleando una estadística descriptiva por ser de carácter aplicativo, orientadas al

procesamiento de datos de las propiedades físicas y mecánicas del suelo que interactúa con los geosintéticos, y así facilita el ordenamiento, agrupación, comparación y así conocer sus parámetros que las caracterizan.

CAPÍTULO IV

CONDICIONES GENERALES DE SITIO

4.1 UBICACIÓN

La mina Animón es propiedad de Empresa Administradora Chungar S.A.C. y está ubicada en el flanco oriental de la cordillera occidental, geomorfológicamente dentro de la superficie puna en un ambiente glaciario, y la zona presenta un clima frígido y seco típico de puna, la vegetación son pastos conocido como "ichus"; Políticamente se ubica en el distrito de Huayllay.

- **Coordenadas UTM.:**

N: 8'780,728

E: 344,654

La altitud de la mina se encuentra en 4,600 m.s.n.m., dentro de la hoja 23-K - Ondores.

- **Accesibilidad:**

La mina Animón es accesible por tres vías:

Figura 1: Plano de Ubicación de la Zona Estudio

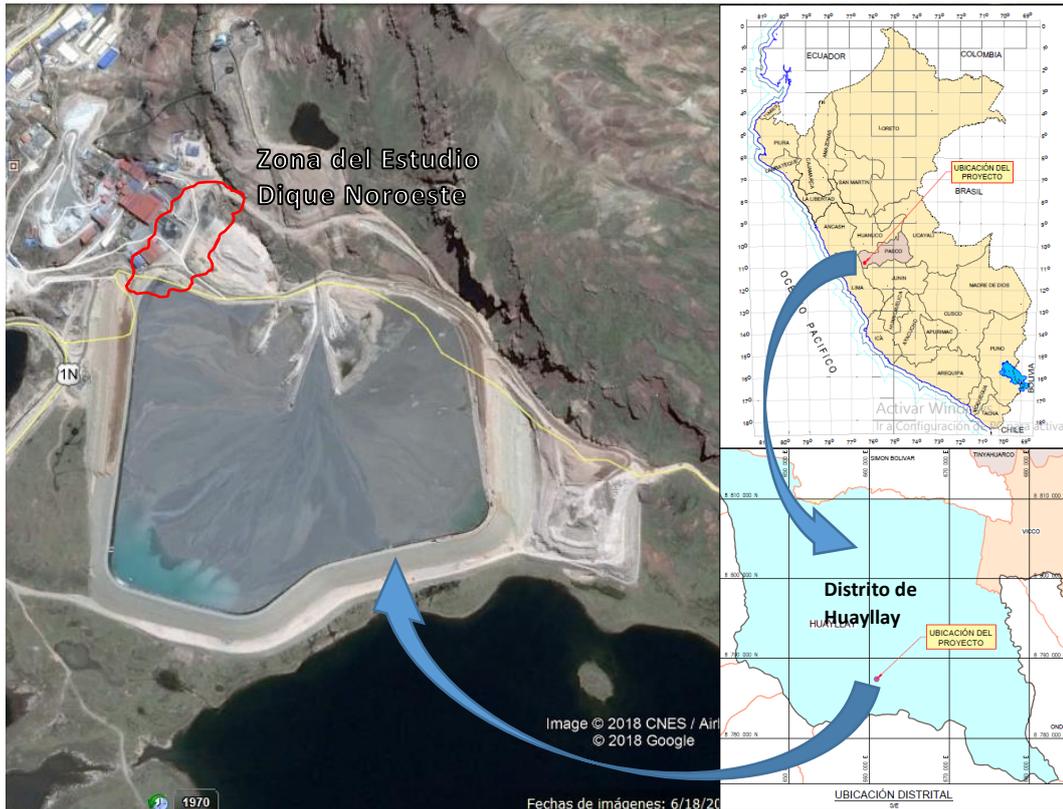


Tabla 1: Accesibilidad a la unidad minera Animón

<u>ACCESIBILIDAD A LA MINA ANIMON</u>			
Nº	RUTA	Distancia (Km)	Tiempo promedio (Hrs.)
1	Lima - Oroya - Cerro de Pasco - Animón	328	6
2	Lima - Huaral - Animón	225	4
3	Lima - Canta - Animón	219	4

El acceso a la mina es a través de la vía terrestres las tres rutas.

- El acceso a la mina a través de la ruta N° 1, es el principal acceso y es por la carretera central Lima - Oroya - Cruce de Villa de Pasco – U.E.A Chungar: haciendo un total de 328 km de carretera asfaltada; ya que es la más transitada por diferentes motivos (comercio, turismo, etc.).
- El acceso a la mina a través de las rutas N° 2 y 3, tiene un 30% de vía asfaltada y 70% en carretera afirmada, ya que recién se está haciendo los trabajos civiles por esos tramos.

El área de estudio se encuentra en el sector oeste del dique de la presa de relaves Animon, en las coordenadas 8'750,050 N y 344,700 E (UTM WGS 84), a una altitud de 4,625 msnm. Dicho depósito de relaves se encuentran bajo la jurisdicción del distrito de Huayllay, provincia de Pasco, departamento de Pasco.

4.2 CLIMA

La zona de estudio ubicado en la unidad minera Animon presenta un clima frígido y seco, típico de Puna, con temperaturas con una mínima de -2°C y una máxima de 15° C; entre los meses de noviembre y marzo se presentan precipitaciones con nevadas y el resto del año soleado por mas mañanas con presencia de heladas por las noches entre los meses de abril – octubre. La vegetación alledaña a la zona de estudio es muy escasa en los meses secos, y su renovación se inicia en la temporada de lluvias. La vegetación de la zona es típica

de la región puna y presenta casi en su totalidad de pastos SILVESTRES y ICHUS.

4.3 GEOLOGÍA

El depósito de relaves Animón está ubicado en la zona norte de la laguna Huaroncocha, dentro de la sub-cuenca de esta laguna.

Antes de la construcción del depósito de relaves Animón, el área de emplazamiento formaba parte de la superficie de la laguna Huaroncocha, en la cual existían pequeñas lagunas tributarias de poca profundidad, así como entrantes y salientes de la laguna principal, todas cubiertas por bofedales. Posteriormente, el terreno fue drenado y acondicionado para la construcción del depósito de relaves. La superficie es sub-horizontal, conformada por materiales fluvio-glaciares y lacustrinos que cubren el basamento rocoso, constituido por margas rojas de la Formación Casapalca, y pequeñas intrusiones de sub-volcánicos de composición monzonítica. La morfología del área es característica de un ambiente glacial.

Los depósitos fluvio-glaciares están constituidos por grava-arcillosa y arena arcillosa con grava, con 10-20% de sobretamaños mayores de 10 cm, de color pardo rojizo a pardo grisáceo, húmedo, compacto, de plasticidad media y de moderada a baja permeabilidad. Estos depósitos presentan espesores que varían entre 1 – 6 m, tal como se reporta en las perforaciones realizadas en los estudios de Golder de los años 2009 y 2015.

De otro lado, los depósitos lacustrinos siguen los antiguos contornos de la laguna Huaroncocha y están constituidos por arcilla limosa a limo arcilloso con poca arena y trazas de grava; de color pardo rojizo, húmedo a saturado, firme a duro, de plasticidad media a alta y permeabilidad media a baja. El espesor aproximado varía entre 1 a 4 m.

El basamento rocoso está conformado predominantemente por margas rojas de la Formación Casapalca, las cuales se presentan en estratos delgados a medios, ligeramente plegados, de resistencia baja a media (entre 4 a 20 MPa, de acuerdo con los estudios de Golder del 2009), moderada meteorización y fracturamiento moderado a intenso. En algunas perforaciones de la campaña de Golder en el 2015 se han encontrado intrusivos de composición monzonítica, de color gris verdoso a gris pardo claro, resistencia alta, moderada meteorización y fracturamiento débil e moderado. El fallamiento y las principales familias de diaclasas presentan una orientación Noroeste – Sureste (Orientación Andina) y perpendicular a este (Noreste -Suroeste).

4.4 GEOTECNIA

Para la presente investigación, la consultora realizó un programa de investigación de campo y laboratorio que cubrió sectores representativos del terreno y permitió evaluar el comportamiento de los materiales identificados dentro del área de estudio.

Las actividades comprendieron sondajes geotécnica que fueron: la ejecución de perforaciones SPT; auscultaciones con Cono de Peck; ejecución de perforaciones CPTu; la ejecución de calicatas; la ejecución de ensayos geotécnicos in-situ; y ensayos de mecánica de suelos en laboratorio. Todas estas actividades fueron realizadas con la finalidad de evaluar las características de los materiales existentes en el área de cimentación y adyacentes a este.

4.5 PELIGRO SISMICO

Para el presente estudio se considerará el valor más conservador, por lo que la aceleración sísmica máxima en la zona del proyecto sería igual a 0.26 g. Asimismo, dado que la aceleración máxima sólo se manifiesta durante un periodo instantáneo, el coeficiente sísmico de diseño a usar en el análisis pseudo-estático se define como una fracción de la aceleración máxima.

4.6 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

El área en estudio tiene una extensión de 0.93 km². Está conformada por una subcuenca cuyas aguas drenan naturalmente hacia la laguna Huaroncocha. En esta subcuenca se construyeron las relaveras N° 2 y 3 (denominado depósito de relaves Animón), quedando como área de influencia en esta relavera, 0.66 km², siendo el área de la relavera Animón propiamente de 0.27 km². (Golder, 2009).

Para la elaboración del este informe, se contó con información de la Estación Cerro de Pasco (1975-2007) del SENAMHI, la misma que forma parte del informe Hidrológico realizado por Golder el año 2009.

a. Precipitación Máxima en 24 horas

En el área no existen registros para precipitaciones sólidas, pero se prevé que para una altitud de 4,300 msnm deben ser registradas con frecuencia granizadas y nevadas. La revisión y análisis de la información muestra que la estación de lluvias más cercana al área del depósito de relaves es la de Cerro de Pasco y que ésta además muestra el registro más extenso (40 años).

En la mayoría de las estaciones, la distribución que mejor ajuste tuvo fue la de Gumbel, las posiciones de ploteo fueron ajustadas con la ecuación de Weibull. En el siguiente cuadro se muestra los valores de precipitación máxima en 24 horas:

Tabla 2: Precipitaciones Máx.- Zona Cerro de Pasco

Periodo de retorno	P. Máx. 24 Horas (Zona Cerro de Pasco)
Años	mm
1000	70
500	66.3
200	60.8
100	56.7
50	52.6
20	47.6
10	42.8
5	38.3

b. Avenida Máxima Probable

Para el cálculo de la precipitación máxima probable PMP se usó el método publicado en la guía del Ministerio de Energía y Minas del Perú (MEM) "Guideline for Water Quality" (PERCAN - Marzo, 2006) que hace referencia a los métodos más usuales para una estimación de la PMP, entre los cuales se mencionan las recomendaciones World Meteorological Organization (WMO). La metodología utilizada para la evaluación de la PMP, en el presente reporte, es la considerada por el World Meteorological Organization (WMO) – N° 332 Report (1986) "Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation".

En base a estos parámetros de precipitación media máxima en 24 horas, la desviación estándar de valores históricos y el coeficiente K, la PMP resultante en 24 horas es de 155 mm, superior en dos veces al valor correspondiente para un periodo de retorno de 1,000 años.

4.7 GEOQUÍMICA

En el año 2009, se efectuó una extensa evaluación geoquímica de los materiales pre-seleccionados como canteras de material de préstamo para la construcción de la presa de relaves. Entre los materiales evaluados se tiene al depósito Esperanza 1, así como el depósito Esperanza o tajo Esperanza.

Las muestras fueron analizadas por los métodos Conteo Ácido Base (ABA, por sus siglas en inglés), pH en pasta, Generación Neta de Ácido (NAG, por sus siglas en inglés), mineralogía (difracción de rayos X) y Lixiviación a corto plazo (Synthetic Precipitation Leach Procedure, SPLP).

Los resultados del análisis geoquímico la Cantera Esperanza o Tajo Esperanza presenta registros de algunas muestras con bajo potencial de drenaje ácido; debido a ello se ha previsto que el material de este depósito puede ser usado en la construcción del cuerpo de la presa de relaves, debiendo asegurar su encapsulación con suelos inertes, eliminando de ese modo el bajo riesgo de generación de acidez para el futuro. De otro lado, el material de la Cantera Esperanza 1 presenta registro de no ser generador de drenaje ácido, por lo que puede ser usado para sectores de la construcción que quede en contacto con la atmósfera. Sin embargo, se indica que por su elevado contenido de sulfuros, se recomienda una cobertura con material sin o con baja concentración de sulfuros al cierre.

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN GEOTECNICA Y ENSAYOS DE SUELOS

5.1 ENSAYOS DE EXPLORACIÓN USADOS

5.1.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)

El ensayo SPT (Standard Penetration Test) se empleó porque se tenía como fundación para el dique noroeste un material denominado como relaves antiguos (depósitos de suelos arenosos) que no son otra cosa arenas asentadas y por ello este ensayo se presta para conocer hasta que profundidad existen este tipo de suelo no cohesivo.

El objetivo del ensayo SPT fue conocer la capacidad portante del suelo del relave antiguo y poder sacar las muestras y ensayarlas en el laboratorio para conocer sus propiedades físicas.

Principio de ensayo:

El ensayo SPT (Standard Penetration Test) consiste básicamente en contar el número de golpes (N), que se necesitan para introducir 30 cm dentro de un estrato de suelo un tomamuestras (cuchara partida) a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El tomamuestras es golpeado bajo energía constante, con una masa en caída libre de 140 lb. (63.5 kg.), a un altura de 30 pulgadas (76.2 cm.) caída libre. No se recomienda llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducir dentro de los mencionados estratos.

Reglamentación:

El Ensayo de Penetración Estándar esta normalizado en la Norma Técnica Peruana NTP 339.133 (ASTM 1586) y mencionada en las técnicas de investigación de la Norma de suelos y cimentación es E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Equipos empelados:

Para los ensayos de perforación usados se emplearon los siguientes equipos:

- Pesa de martillo 140lb (63.5 kg.) con 30 pulgadas (76.2 cm) de caída libre.
- Diámetro de varillaje 54 mm.
- Peso máximo de varillaje 10 kg/m
- Tomamuestras o caña partida de las siguientes dimensiones:

- Largo: 50 cm.
- Diámetro interior: 35 mm
- Diámetro exterior: 51mm
- Peso total: 16 lb. (70 N.).
- Trípode de carga
- Flexómetro
- Parafina sellante
- Plástico hermético para muestras
- Pizarra y plumones para identificación de muestras.

Procedimiento de ensayo:

- En primer lugar se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación el tubo partido normalizado que se hince 15 cm en la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.
- Se realiza luego una marcación en el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo el tubo partido, una profundidad de 30 cm. Como se indicó anteriormente, la masa que se utiliza para la hince pesa 140 lb (63.5 kg) y su altura de caída es 30 pulgadas (76.2 cm), lo que corresponde a un trabajo de 0.5 KJ por golpe, aproximadamente.
- Luego el parámetro medido será: $N = N1 + N2$, en donde N1 corresponde al número de golpes requeridos para hundir el

tomamuestras unos 15 cm y N2 es el número de golpes que se necesita para hundir los 15 cm siguientes.

Figura 2: Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

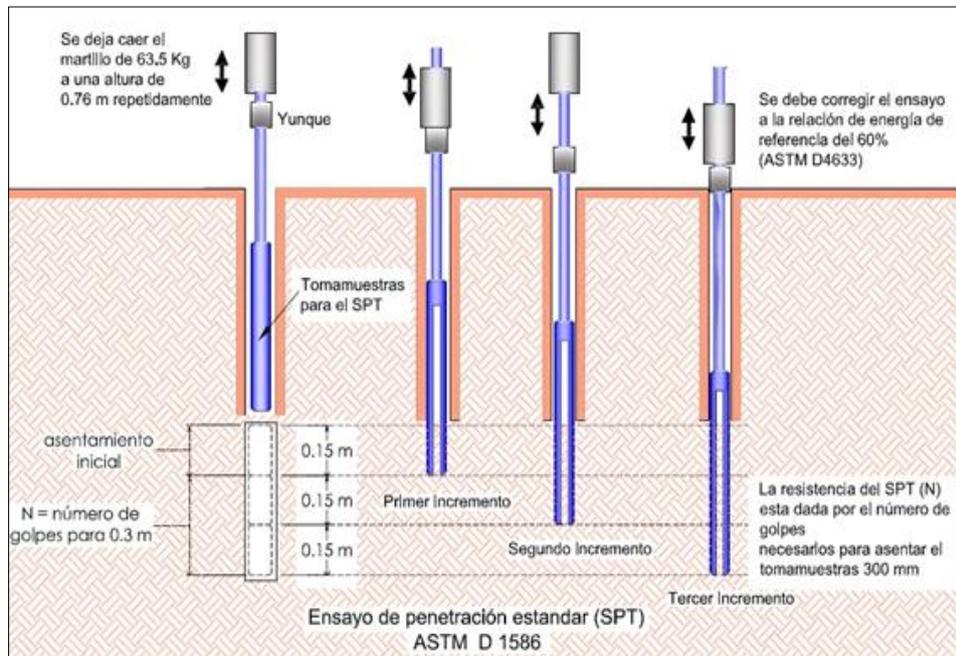
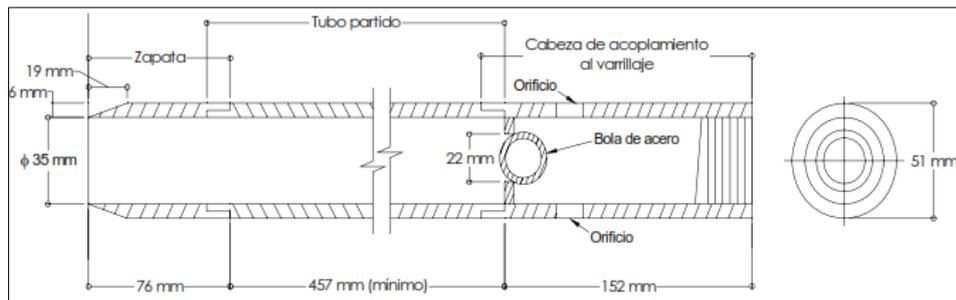


Figura 3: Sección longitudinal y transversal del tomamuestras



- Finalmente se abre el tubo partido y se toma la muestra de su interior, para realizar sus ensayos de suelos correspondientes:
 - Contenido de humedad ASTM D2216
 - Granulometría por tamizado ASTM D422
 - Clasificación granulométrica ASTM D3282/ D2487

- Límites de consistencia ASTM D4318
 - Peso específico y absorción ASTM C127
 - Corte directo ASTM D3080
- Los ensayos se deben realizar máximo hasta los 50 golpes, dado que después de este límite, introducir el equipo de penetración dentro del suelo puede causar daños al mismo. Cuando tenemos este caso, se dice que existe RECHADO (roca o suelo muy bueno).
 - El valor de N (número de golpes requeridos para hincar el tomamuestras unos 30 cm de longitud) se determina sumando los valores de N1 y N2.
 - A partir de N del ensayo SPT (Ensayo de Penetración Estándar) se puede determinar la resistencia a la penetración y la presión admisible.
 - Resistencia a la penetración:

$$R_p = N * 4$$
 - Carga admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{4}$$
 - Otro parámetro que se puede determinar a partir del N obtenido y de la clasificación posterior del suelo, es el grado de compacidad en caso de suelos arenosos y la consistencia en caso de suelos arcillosos, esto mediante tablas que relacionen los mencionados valores:

Tabla 3: Compacidad relativa de arenas

Número de golpes	Compacidad Relativa
0 -4	Muy suelto
5 - 10	Suelto
11 - 30	Medianamente compacto
31 - 50	compacto
> 50	Muy compacto

Tabla 4. Consistencia y resistencia de suelos cohesivos

Número de golpes	Consistencia	Resistencia a la compresion simple q_u (kg/cm ²)
< 2	Muy blando	< 0.25
2 - 4	Blando	0.25 - 0.50
4 - 8	Suelto	0.50 - 1.00
8 - 15	Medianamente compacto	1.00 - 2.00
15 - 30	compacto	2.00 - 4.00
> 30	Muy compacto	> 4.00

5.1.2 AUSCULTACION DEL CONO DE PECK (CP)

El Cono Dinámico Tipo Peck o Cono Peck, es un equipo usado en el Perú como técnica de investigación del terreno, empleando la misma caída y peso del ensayo de penetración estándar (SPT).

La auscultación del cono Peck nos permite complementar la investigación del suelo para su interpretación y no sustituye al Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Principio de ensayo:

El ensayo de auscultación con cono Peck, consistente en el hincado en el subsuelo de una barra de 2 pulgadas de diámetro, provista en

su extremo inferior, de una punta cónica de 2.5 pulgadas de diámetro y ángulo de 60°. La hincada se efectúa en forma continua empleando un martillo de 140 libras de peso y 30 pulgadas de caída, registrándose el número de golpes requerido por cada 15 centímetros de penetración; los resultados se presentan en un registro continuo de número de golpes por cada 30 centímetros de penetración. La relación entre los resultados del cono Peck con el ensayo estándar de penetración S.P.T. es la siguiente:

- Suelos cohesivos (arcillas y limos) $N = 1.0 C_n$
- Suelos granulares (arenas y gravas) $N = 0.5 C_n$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo del SPT.

C_n = Número de golpes por 30 cm de penetración mediante auscultación con cono Peck.

Reglamentación:

La Norma E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES del Reglamento nacional de edificaciones del 2006 hasta la actualidad, acepta al Cono Peck como una técnica de auscultación recomendada para suelos granulares de los tipos:

- SW : Arena bien graduada
- SP : Arena pobremente graduada
- SM : Arena limosa
- SC-SM : Arena arcillosa con limos.

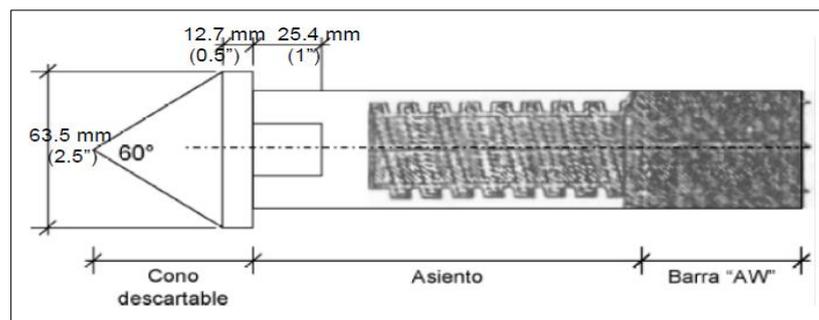
Y estando limitado o restringido para suelos de los tipos:

- CL : Arcillas de baja plasticidad
- ML : Limo de baja plasticidad
- SC : Arena arcillosa
- MH : Limo de alta plasticidad
- CH : Arcilla de alta plasticidad.

La norma E.050 de Suelos y Cimentaciones menciona en sus técnicas de investigación de campo que la norma aplicable es la norma española UNE 103-801:1994, manteniendo el peso del martillo, la altura de caída y el método de ensayo, pero con las siguientes excepciones:

- a. Las barras de perforación serán reemplazadas por las "AW" que son usadas en el ensayo SPT, normas NTP 339.133 (ASTM D1586).
- b. La punta cónica se reemplazará por un cono de 6.35 cm (2.5 pulgadas) de diámetro y 60° de ángulo en la punta, según se muestra en la figura 4.
- c. El número de golpes se registra cada 15 cm y se grafica cada 30 cm, siendo C_n la suma de golpes por cada 30 cm.

Figura 4: Cono de Peck (CP)



5.1.3 ENSAYO DE PENETRACIÓN PIEZOCONO (CPTu)

El ensayo de penetración de cono (CPT) se lleva a cabo utilizando un penetrómetro electrónico integrado de piezocono (CPTu), que es un tipo de cono que se hinca en el terreno para obtener, entre otros datos, la profundidad, la resistencia de punta de penetración estática (q_c), la fricción lateral (f_s) y la presión intersticial o presión de poros (u). El procedimiento de ensayo es igual al ensayo CPT con la diferencia que se usa un tipo de cono denominado Piezocono.

Principio de ensayo:

Consiste en la penetración de una punta cónica en el terreno a una velocidad constante de 2 cm/s. El dispositivo incorpora, además, un revestimiento de fricción que está conectado a células de carga que miden la resistencia de punta (q_c), y la resistencia friccional lateral del cilindro (f_s). A partir de estos parámetros se obtiene el radio de fricción (R_f).

Como:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

El radio de fricción sirve para clasificar el suelo y es mayor en suelos cohesivos pero menor en suelos no cohesivos. La resistencia de punta y la fricción lateral se correlacionan con el tipo de suelo y otras propiedades como la razón de sobreconsolidación, el grado de cementación, la edad y la sensibilidad obteniéndose así una clasificación final. Discrimina entre suelos muy blandos a duros,

entre arenas muy sueltas a muy densas, entre arenas y arcillas limosas, arcillas arenosas, arcillas inorgánicas, arcillas orgánicas y turba.

Reglamentación:

El ensayo de penetración de cono (CPT) esta normalizado por la norma ASTM D3441 y la UNE 103-804-93, seguidamente la fabricación de los penetrómetro piezoconicos esta normado en el ASTM D5778.

Equipos empelados:

- Accesorios de piezocono
- Sistema de hinca del piezocono.
- Equipo de toma de datos.

5.2 ANÁLISIS AL DEPOSITO DE RELAVES ANTIGUOS

5.2.1 Análisis a los ensayos SPT / CP

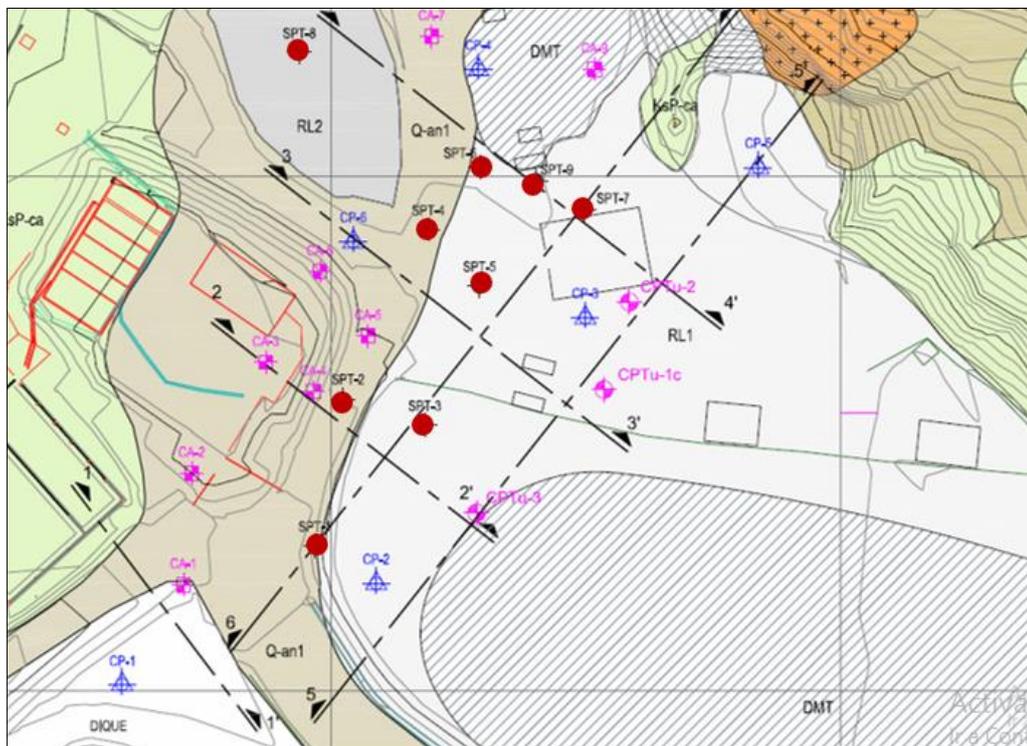
Para poder evaluar la cimentación existente donde se construirá el dique noroeste de la presa de relaves Animon, se realizaron nueve (9) perforaciones SPT (Ensayo de penetración Estándar), en las cuales se evaluaron las características geotécnicas del relave y se extrajeron muestras in-situ para determinar su contenido de humedad, análisis granulométrico por tamizado, clasificación granulométrica, límites de consistencia, peso específico y resistencia del material dentro del depósito. Los registros estratigráficos de las perforaciones se presentan en el Anexo 1.

A continuación se detallan en coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator) la ubicación donde se realizaron los ensayos de penetración estándar (SPT).

Tabla 5: Coordenadas Geográficas UTM - SPT

Sondeo	Coordenadas (UTM WGS 84)		Cota (msnm)	Inclinación (°)	Profundidad (m)
	Este (m)	Norte (m)			
SPT-1	344,696.75	8'780,028.19	4,618.11	90	13.95
SPT-2	344,702.19	8'780,056.47	4,618.96	90	8.15
SPT-3	344,718.30	8'780,051.66	4,621.06	90	15.60
SPT-4	344,718.98	8'780,089.66	4,621.64	90	15.60
SPT-5	344,729.02	8'780,078.71	4,621.54	90	11.35
SPT-6	344,729.13	8'780,101.74	4,622.03	90	13.03
SPT-7	344,749.51	8'780,093.43	4,621.65	90	10.05
SPT-8	344,693.67	8'780,124.11	4,622.21	90 <td>15.85</td>	15.85
SPT-9	344,740.02	8'780,099.13	4,621.77	90	10.55

Figura 5: Plano de ubicación de SPT - Dique noroeste



- **SPT01 / CP01**

El primer ensayo de penetración estándar SPT 01 fue realizado hasta una profundidad de 13.95 m encontrándose cuatro (4) tipos estratos de suelos que son:

- SM : 0.00 a 0.30 m.
- GC : 0.30 a 0.90 m.
- SC : 0.90 a 13.10 m.
- GC : 13.10 a 13.95 m.

La clasificación de suelos se obtiene mediante ensayos de suelos del material muestreado por el tomamuestras de caña partida que permite el SPT. A mayor profundidad se espera encontrar un suelo muy compacto, porque el número de golpes (N) consigue un rechazo a los 13.50 m. de profundidad. Para constatar el ensayo hacen uso de la auscultación del cono de Peck (CP) a la profundidad indicada del anterior ensayo, corroborando un rechazo a los 13.95 m. por obtener un valor C_n igual a 100 a 2" del ensayo en profundidad. Existe una relación entre el "N" que es número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo del SPT con el " C_n " que es Número de golpes por 30 cm de penetración mediante auscultación con cono Peck.

$$N = 0.5 C_n$$

Esto siempre en cuando se podrá usar si el estrato penetrado es un suelo granular (arenas o gravas) analizando ello que el valor 100 obtenido del " C_n " viene a ser un valor de 50 en "N", que es el

número máximo que golpes recomendado para no deteriorar el tomamuestras.

Se apreció para el ensayo SPT no tomaron en cuenta ello, porque superaron hasta llegar a los 60 golpes para penetrar como máximo 4" (10.2 cm) de los 30 cm que pide.

- **SPT02 / CP02**

Máxima profundidad de penetración 8.15 m., consiguiendo un rechazo de N igual a 60 golpes para hincar 4" (10.2 cm) por SPT y un rechazo de Cn igual a 120 golpes en hincar 2" (5.1 cm) consiguiendo así un estrado muy compacto.

- GM : 0.15 a 0.70 m.

- GP-GM : 0.70 a 3.40 m.

- CL : 3.40 a 6.15 m.

- SP-SM : 6.17 a 7.80 m.

- SP-SM : 7.80 a 8.15 m.

> 8.15 de profundidad suelo muy compacto.

- **SPT03 / CP03**

Máxima profundidad de penetración 15.60 m., consiguiendo un rechazo de N igual a 75 golpes por SPT y un rechazo de Cn igual a 155 golpes en hincar 3" (7.6 cm) consiguiendo así un estrado muy compacto.

- GP : 0.00 a 1.00 m.

- GC-GM : 1.00 a 2.40 m.

- CL : 2.40 a 6.20 m.
 - ML : 6.20 a 8.70 m.
 - CL : 8.70 a 11.45 m.
 - ML : 11.45 a 15.15 m.
 - SC-SM : 15.15 a 15.60 m.
- > 15.60 de profundidad suelo muy compacto.

- **SPT04 / CP04**

Máxima profundidad de penetración 15.50 m., consiguiendo un rechazo de Cn igual a 135 golpes para hincar 4” (10.2 cm.) consiguiendo así un estrado muy compacto especificado como roca meteorizada, el penetro con el SPT hasta una profundidad de 14.45 m. con un valor de “N” igual a 19 golpes.

- GC : 0.00 a 0.80 m.
 - ML : 0.80 a 9.60 m.
 - CL : 9.60 a 13.80 m.
 - PT : 13.80 a 14.30 m.
 - SP-SM : 14.30 a 15.50 m.
- > 15.50 de profundidad suelo muy compacto o roca meteorizada.

- **SPT05 / CP05**

Máxima profundidad de penetración por el SPT a 5.00 m., consiguiendo un rechazo de N igual a 52 golpes para hincar 6” (15.2 cm) viendo que se tuvo un rechazo muy pronto se prosigue

con la auscultación con el Cono de Peck, teniendo dos (2) valores “Cn” altos (87 y 67 golpes) por la existencia de boloneras pero no impidiendo la continuidad en la penetración con el CP.

Continuándose el ensayo con CP hasta una profundidad de 11.35, tenido un último valor de Cn igual a 51 considerando el Cn para suelos de arcillas y limos.

$$N = 1.0 C_n$$

- GC : 0.00 a 1.40 m.
- CL-ML : 1.40 a 3.90 m.
- GC-GM : 3.90 a 8.40 m.
- GC : 8.40 a 11.35 m.

> 11.35 de profundidad suelo muy compacto de grava arcillosa o de otro de mejores características.

- **SPT06 / CP06**

Máximo profundidad de penetración mediante SPT fue de 13.30 m. por conseguirse un rechazo a los 50 golpes del valor de “N” consiguiendo una roca y basamento rocoso.

- GC : 0.00 a 1.30 m.
- ML : 1.30 a 8.45 m.
- GC-GM : 8.45 a 11.00 m.
- GC : 11.00 a 13.00 m.

> 13.00 m. de profundidad suelo muy compacto.

- **SPT07 / CP07**

Máxima profundidad de penetración SPT a 10.00 m., consiguiendo un rechazo de N igual a 50 golpes y un rechazo de Cn igual a 100 golpes para hincar 1" (2.5 cm), considerando Cn para suelos cohesivos, consiguiendo con esto un estrado muy compacto o rocoso.

- GM : 0.00 a 0.20 m.
- GP-GM : 0.20 a 0.90 m.
- CL : 0.90 a 1.40 m.
- SP-SM : 4.50 a 8.30 m.
- SP-SM : 8.30 a 10.05 m.

> 10.00 de profundidad suelo muy compacto o rocoso.

- **SPT08 / CP08**

Máxima profundidad de penetración SPT a 14.30 m., consiguiendo un rechazo de N igual a 60 golpes con una penetración 5" donde se menciona la existencia de una posible roca meteorizada, se realiza un segundo ensayo con CP a una profundidad de 15.80, llegando a tener un valor de Cn igual a 50 golpes para hincar 2" (5.1 cm) y llegando con ello a un rechazo, se considera "Cn" para suelos cohesivos.

- GP : 0.00 a 0.50 m.
- ML : 0.50 a 3.90 m.
- CL : 3.90 a 13.00 m.
- GM: 13.00 a 14.30 m.

> 14.30 de profundidad suelo muy compacto (posible roca meteorizada).

- **SPT09 / CP09**

Máxima profundidad de penetración 10.45 m, consiguiendo un rechazo de N igual a 65 golpes por SPT y un rechazo de Cn igual a 120 golpes en hincar 3" (7.6 cm) consiguiendo así un estrado muy compacto.

- GM : 0.00 a 1.70 m.
- SM : 1.70 a 9.80 m.
- SC : 9.80 a 10.45 m.

> 10.45 de profundidad suelo muy compacto.

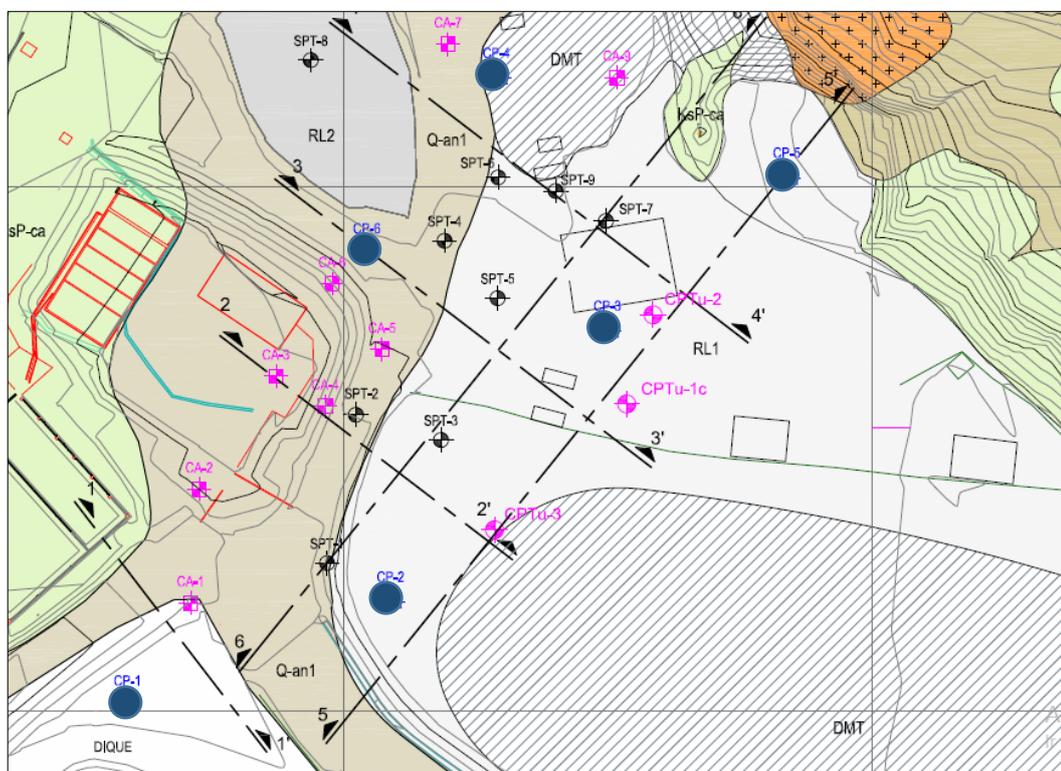
5.2.2 Análisis a los ensayos Cono Peck (CP):

La investigación para conocer el tipo de suelo que se tenía en la zona donde se construiría el dique noroeste de la presa de relaves Animon también demandó realizar los ensayos de Auscultación con Cono Peck que en total se realizaron seis (6), los cuales están identificados en la tabla 6 de acuerdo a coordenadas de ubicación UTM:

Tabla 6: Coordenadas Geográficas UTM - CP

Sondeo	Coordenadas (UTM WGS 84)		Cota (msnm)	Inclinación (°)	Profundidad (m)
	Este (m)	Norte (m)			
CP-1	344,658.89	8'780,001.20	4,618.13	90	1.25
CP-2	344,708.77	8'780,020.81	4,621.14	90	18.00
CP-3	344,749.84	8'780,072.47	4,621.44	90	15.65
CP-4	344,728.80	8'780,120.74	4,624.30	90	13.80
CP-5	344,783.74	8'780,101.67	4,622.51	90	9.20
CP-6	344,704.28	8'780,087.19	4,621.15	90	3.80

Figura 6: Plano de ubicación de auscultación CP - Dique noroeste



- **CP-1**

Ensayo realizado hasta una profundidad de 1.25 m. por encontrarse un rechazo a los 50 golpes de “Cn” hincando en 1” (2.54 cm.).

- **CP-2**

Ensayo realizado hasta una profundidad de 18.00 m. con un valor de Cn igual a 103 golpes, que correlacionado con “N” y considerando un suelo granular (gravas y arenas), se tendría un valor superior a los 50 golpes, valor que se consigue para suelos muy compactos.

- **CP-3**

Ensayo realizado hasta una profundidad de 15.65 m. por encontrarse un rechazo a los 100 golpes de “Cn” hincando en 2 1/2” (6.4 cm.).

- **.CP-4**

Ensayo realizado hasta una profundidad de 13.80 m. con un valor de Cn igual a 180 golpes, que correlacionado con “N” y considerando un suelo granular (gravas y arenas), se tendría un valor superior a los 50 golpes, valor que se consigue para suelos muy compactos.

- **CP-5**

Ensayo realizado hasta una profundidad de 9.20 m. por encontrarse un rechazo a los 200 golpes de “Cn” hincando en 8” (20.3 cm.).

- **CP-6**

Ensayo realizado hasta una profundidad de 3.80 m. por encontrarse un rechazo a los 200 golpes de “Cn” hincando en 3”

(7.6 cm.), con ello a una profundidad mayor a 3.80 m, se espera encontrar un suelo muy compacto.

5.2.3 Análisis a los ensayos exploratorios CPTu

Se realizó tres (03) perforaciones CPTu, en las cuales se evaluaron las características geotécnicas del relave antiguo (fino), donde se obtuvo el perfil geotécnico, la resistencia del material y la ubicación de la napa en dicha zona. El reporte de estos ensayos y los registros estratigráficos de las perforaciones se presentan en el Anexo 1.

Tabla 7: Coordenadas Geográficas UTM - CPTu

Sondeo	Coordenadas (UTM WGS 84)		Cota (msnm)	Inclinación (°)	Profundidad (m)
	Este (m)	Norte (m)			
CPTu-1C	344,753.44	8'780,058.51	4,621.68	90	21.35
CPTu-2	344,758.43	8'780,075.53	4,621.51	90	16.45
CPTu-3	344,728.45	8'780,034.50	4,621.23	90	25.25

El Ensayo de Penetración con Cono tipo piezocono permitirá medir la presión intersticial o presión de poros. La supuesta superficie freática se basó en pruebas de disipación de presión de poro. Se asumieron condiciones hidrostáticas para los parámetros calculados.

Supuesta superficie freática 1 (Assumed Phreatic Surface1) medidas por metros de profundidad (m.).

A continuación se describe la superficie freática:

- CPTu-1C : 8.7 m de profundidad.
- CPTu-2 : 7.3 m de profundidad.
- CPTu-3 : 6.1 m de profundidad.

5.3 PROPIEDADES FISICAS DEL RELAVE ANTIGUO

La caracterización geotécnica de los diferentes materiales involucrados en el análisis de estabilidad física del depósito de relaves Animón ha sido efectuada tomando como base la información obtenida de estudios anteriores, investigación es geotécnicas de campo (ver Anexo 1) y ensayos de laboratorio (ver Anexo 2).

CAPÍTULO VI

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL DIQUE NOROESTE

6.1 OBRAS PRELIMINARES

Trazo y replanteo topográfico del sector de excavación proyectado al pie de talud de la cimentación del dique estribo oeste (Noroeste) en consideración de la estabilidad del talud de excavación (aguas arriba y aguas abajo) del material suelto por la existencia de material de relave. Asimismo, el desarrollo del levantamiento topográfico del nivel final excavado para la presentación de los protocolos de calidad del área de topografía y determinación de volúmenes de corte y relleno. Por medio del desarrollo de calicatas a lo largo del sector de la cimentación se observó estratos profundos de relave fino y presencia

de filtraciones subterráneas, siendo canalizadas por medio de subdrenes, hacia la poza de filtraciones ubicada en la progresiva 0+150 próximo al pie de talud del dique Oeste.

6.2 EXCAVACIÓN

La capa superficial del sector del dique está conformado por material top soil con espesor promedio de 1.0m, luego se presenta estrato de gran profundidad de material de relave fino donde se realizó la excavación de 10 m. de profundidad en promedio para el retiro del material suelto desde el nivel de terreno natural hasta el fondo del nivel de cimentación. El proceso de excavación se realizó en base a las cotas del fondo de cimentación del perfil longitudinal y la geología superficial para la cimentación, dado a la variabilidad de la topografía se profundizó la cimentación entre las cotas 4609.00msnm y 4612.46msnm presentándose aun en los niveles indicado material de relave existente.

Eliminación

El material excedente del relave fino producto de la excavación se trasladó a la presa de relaves Animon por medio del acceso al dique Central un volumen de 43225.85m³.

6.3 ENROCADO

El material de roca para la ejecución del enrocado de la cimentación (TM=1.0 m.) proviene de la cantera Sirena, la cual para su obtención

se utilizó 01 equipo Picotón y 03 excavadoras para el control de la granulometría combinándose de esta forma con roca de menor tamaño (TM=10") para el sellado de los vacíos.

El volumen del enrocado utilizado en la cimentación del dique estribo oeste es 17456.95m³ hasta la cota 4615.00 msnm donde el proceso de colocación se realizó por medio de 02 excavadoras para una mejor distribución de los diferentes tamaño de roca a lo largo de la plataforma del enrocado, asimismo, se realizó la compactación por capas con tractor D8 para lograr el asentamiento de las mismas y presentar una mayor estabilidad con el terreno de fundación de la cimentación.

Previo a la colocación de la roca, la cual se trasladaba al acopio ubicado en el sector noroeste, se realizó el muestreo para la determinación de los ensayos de laboratorio (ver tabla 7) de suelos para el cálculo de la gravedad específica y absorción.

Tabla 8: Peso específico y absorción - ASTM C127

Registro del Ensayo	Gravedad Especifica	Absorción (%)
ESU/EN-009	2.78	0.4
ESU/EN-010	2.808	0.6

6.4 SISTEMA DE SUBDRENAJE

Se ha construido un subdrenaje cuyo nivel superficial se encuentra a la cota 4614.00 msnm, sus dimensiones son: 1.8 m de ancho y 1.2 m de profundidad; mejorando la captación y conducción mediante un

subdren principal con presencia de ramales, siendo canalizada con tubería HDPE perforada de 8" de diámetro con pendiente de 1.5% mayor al planteado por la consultora, para facilitar la evacuación. Acompañado del despliegue de geotextil 200 gr/m2 y material de filtro (grava pobremente graduada); este subdrenaje se extiende de la progresiva 0+495 a 0+680, paralelo a lo largo del dique noroeste.

Tabla 9: Densidad relativa ASTM - D1556

Registro del Ensayo	Nº Capa	Progresiva	Grado de Compacidad (%)
RE_CIM.DNO_001A	4612.952	0+570-0+610	86
RE_CIM.DNO_001B	4613.512	0+610-0+660	85
RE_CIM.DNO_002A	4613.775	0+570-0+610	86
RE_CIM.DNO_002B	4613.915	0+610-0+660	85
RE_CIM.DNO_001C	4611.745	0+495-0+570	84
RE_CIM.DNO_002C	4611.935	0+495-0+570	84

6.5 ANÁLISIS AL MATERIAL PROPUESTO PARA CUERPO DE PRESA

Se consultora plantea usar material de relleno para el Suelo Reforzado que será de préstamo previamente de la canteras (no especificando), también indica que el material tiene que tener las características una grava pobremente graduada con arcillas (GP-GC). Continua mencionado que dicho relleno deberá tener un tamaño máximo de partículas de 4" y estar conformado en capas de 0.4 m y compactado hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida con el ensayo Proctor modificado o hasta obtener una

densidad mínima de 2.15 g/cm³ en campo mediante el ensayo de reemplazo por agua (ASTM D5030).

Opcionalmente propone usar material tipo 3b que es un material de tamaño máximo de partícula igual a 3", siempre en cuando se encuentre en buenas condiciones. Este material deberá ser conformado y compactado en capas de 0.4 m, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida con el ensayo Proctor modificado. Su densidad será verificada por el método de cono de arena (ASTM D1556).

La Cantera Sirena fue una de las canteras potenciales de donde se podría extraer el material que cumpla los requisitos planteados, ubicada una (01) hora de la presa de relaves donde ya se está extrayendo material de préstamo para el recrecimiento del resto de la presa y cimentación del dique noroeste; se planteó mediante ensayos de suelos obteniéndose una familia de curvas granulométricas con un tamaño máximo de partícula de 5" que cumpliera las mismas características del suelo inicial y un Test Fill de densidad de suelo insitu a las que se planteó; esto fue realizado mediante un requerimiento de información a la consultora siendo respondido y aprobando brindando una banda de huso granulométrico que permitirá controlar la granulometría del material colocado y nombrándose material Tipo 8B.

Existe dentro de las instalaciones de la empresa minera Animon un depósito de desmonte de mina denominado “Desmontera Esperanza” que de acuerdo a los ensayos geoquímicos realizado por la consultora puede ser utilizado como relleno, pero encapsulada en el cuerpo de presa, realizando los ensayos de suelos su curva granulométrica se encuentra dentro del huso alcanzado para el material de relleno del dique noroeste tomándose medidas previas de preparación de material (tamaño máximo de partícula y contenido de humedad insitu). Este suelo fue aprobación con el nombre de material tipo 8A.

Tabla 10: Huso granulométrico del tipo 8B y 8A

Diámetro de Partícula / US número de tamiz	% Pasa (Peso)	
	% Min.	% Max.
5"	100	100
4"	85	100
3"	75	100
2 1/2"	72	100
2"	68	94
1 1/2"	62	88
1"	55	82
3/4"	48	75
3/8"	33	60
Nº 4	20	48
Nº 10	12	35
Nº 20	5	25
Nº 40	5	20
Nº 100	5	18
Nº 200	5	15

La construcción del dique noroeste en sus 02 tramos, se realiza en capas controladas de 40cm de espesor, empleando material de cantera Sirena (tipo 8A) y desmontera Esperanza (Tipo 8B) con una clasificación SUCS: GP-GC en su mayoría, con índice de plasticidades de 7 a 10, ambos de un tamaño máximo de 5"; siendo controladas mediante ensayos de laboratorio.

Tabla 11: Propiedades físicas del Tipo 8B

Registro de ensayo de Laboratorio	Clasificación SUCS ASTM D422, ASTM D6913	Límites de consistencia ASTM D4318	MDSC (gr/cm ³) ASTM D1557	OCH (%) ASTM D1557	Gravedad específico ASTM C127
ESU-T8B-002	GP-GM	7	2.34	6	2.734
ESU-T8B-003	GP-GC	8	2.342	7.3	2.734
ESU-T8B-004	GP-GC	8	2.335	7	2.725
ESU-T8B-005	GP-GM	7	2.354	7	2.43

Tabla 12: Propiedades físicas del Tipo 8A

Registro de ensayo de Laboratorio	Clasificación SUCS ASTM D422, ASTM D6913	Límites de consistencia ASTM D4318	MDSC (gr/cm ³) ASTM D1557	OCH (%) ASTM D1557	Gravedad específico ASTM C127
ESU-T8A-004	GP-GC	10	2.356	6.5	2.742
ESU-T8A-005	GC	12	2.367	6.8	2.742
ESU-T8A-006	GP-GC	10	2.335	6.9	2.725
ESU-T8A-007	GP-GC	10	2.347	6.7	2.747

El relleno del tramo 01 (Prog. 0+490 a 0+573) tramo de refuerzo de taludes (0.4H:1V) y cuerpo de presa, iniciándose de la capa N° 01 (4614.4msnm) hasta la capa N° 30 (4626msnm), siendo controlados por la cuadrilla de topografía a través de los trazos, plantillado y niveles.

En el tramo 02 (Prog. 0+570 a 0+712) existe una parte que va de prog. 0+570 a 0+621, después de la capa nivelante (4615.3 msnm) se desplegará la primera geomalla uniaxial y se conformará el refuerzo de taludes como el tramo 01 por tener un talud (0.4H:1V) necesaria para estabilizar la plataforma vía de acceso y el cuerpo del dique noroeste, las primeras tres (03) capas se envolverán luego

pasaran a ser envueltas cada cuatro (04) capas reforzadas, hasta alcanzar la capa N°12 (4621.3 msnm) superficie de rodadura.

Luego continuando con un talud que hace la unión con el tramo 01, tramo 02 tendrá un talud de 1H:1V aguas abajo y 1.5H:1V para aguas arriba hasta empotrarse al cerro. El último despliegue de geomalla uniaxial se realizó a la cota 4629.3 msnm.

La liberación de capa se realizó a través del ensayo de campo mediante el método de reemplazo por volumen de agua norma ASTM D5030 empleando el marco cuadro de 24", consiguiendo densidades superiores al 95% de grado de compactación.

CAPÍTULO VII

EVALUACIÓN DEL DISEÑO CON GEOSINTÉTICOS

7.1 ANÁLISIS AL DISEÑO DE REFUERZO EN TALUDES

7.1.1 Criterio de diseño para el refuerzo en taludes

Se habla de refuerzo de taludes cuando la inclinación de la cara del muro es menor de los 70 ° y si fueran igual o mayores a este valor se les podría nombrar como muros de contención reforzados según la bibliografía revisada, para este caso de investigación para el primer tramo de investigación que va de la progresiva 0+490 hasta 0+573 presenta los siguientes taludes:

- Transición de taludes : De 2.0H:1V a 0.4H:1V, aguas abajo.
- Transición de taludes : De 1.5H:1V a 0.4H:1V, aguas abajo

- Talud aguas abajo : 0.4H:1V (68° de inclinación).
- Talud aguas arriba : 0.4H:1V (68° de inclinación).

Como se aprecia los ángulos no superan los 70° de inclinación, por ello llamándose como refuerzo en taludes aguas abajo y aguas arriba. El diseño para el refuerzo de taludes se puede calcular por los métodos clásicos (falla de Coulomb, Bishop Circular, Jambu Circular, Gle/Morgenstern-Price) de equilibrio límite donde se busca conocer el factor de seguridad superficial potencial de falla (más crítica o más probable) del talud de dique. Se realizará el reforzamiento de taludes empleando geosintéticos desplegándose en primer componente el geotextil no tejido de 200 gr/m², luego geomanto y geomalla biaxial. Cabe indicar que el refuerzo de taludes empleando geotextil existe una amplia bibliografía, pero para nuestro caso de refuerzo donde se suman geomantos y geomalla biaxial se presenta escasa información por ello viendo las propiedades de refuerzo que tienen los geotextiles y geomallas biaxial, se procederá a realizar una analogía para ambos.

Parámetros de diseño con geosintético de refuerzo

- Tracción disponible del geosintético, (T_{adm}):

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$FR = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{DQB}$$

Donde:

T_{ult} = resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha (ASTM D 4595).

T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del geosintético.

FR_{ID} = Factor de reducción por daños de instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

7.1.2 Verificación por estabilidad interna y externa

Diseño de refuerzo de talud por estabilidad interna

1. Se deberá tener en cuenta las superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.5, determinados en un programa de estabilidad de taludes o trazando superficies de falla y aplicando la ecuación de equilibrio límite como:

$$FS = \frac{\Sigma \text{ Momentos Resistentes}}{\Sigma \text{ Momentos Desestabilizante}}$$

$$FS = (\tau * L_{sf} * R) / (W * x + q * d)$$

Donde:

τ = Resistencia al corte del suelo.

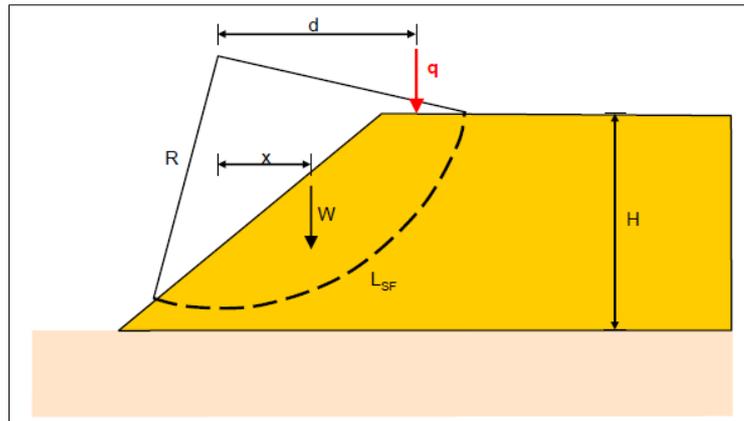
L_{sf} = Longitud de la superficie de falla.

R = Radio de superficie de falla.

W = Peso del segmento de tierra.

q = Sobrecarga.

Figura 7: Esquema superficial de falla



2. Cálculo del momento desestabilizante M_D y el momento resistente M_R para la superficie de falla que se está diseñando el refuerzo:

$$M_D = W * x + q * d$$

$$M_D = MD * FSU$$

$$MR = (W * x + q * d) * FS_u$$

Donde:

M_D = Momento desestabilizante.

M_R = Momento resistente.

FS_u = Factor de seguridad, calculado en el programa de estabilidad u obtenido manualmente trazando superficies de falla.

3. Cálculo de la fuerza total a la tensión que suministra el refuerzo T , requerida para obtener el factor de seguridad de talud reforzado $FS_R = 1.5$:

$$T_{\text{total}} = [(FS_R - FS_u) * M_D] / R$$

Donde:

FS_R = Factor de seguridad requerido (es igual a 1.5).

FS_u = Factor de seguridad del talud sin refuerzo.

R = Radio de la superficie de falla.

4. Fuerza necesaria que debe suministrar cada capa de geosintético de refuerzo es:

$$T_{g,gb} = T_{\text{total}} / N^{\circ} \text{ de espaciamentos requeridos}$$

5. Cálculo de longitud de empotramiento requerida

$$L_e = (T_{\text{adm}} * FS) / (F * \alpha * \sigma_v' * 2)$$

Donde:

L_e = Longitud de empotramiento, mínima de 1m.

F = Factor de resistencia del ensayo pullout, si no se tiene disponible el ensayo Pullout (extracción) use para geotextiles $F = 2/3 \tan \phi$.

α = Factor de transferencia de esfuerzo use 0.8 para geomallas y 0.6 para geotextiles.

σ_V' = Esfuerzo vertical, en función de la prof. ($\gamma * h$).

6. Cálculo de la longitud total de despliegue

$$L_T = S_V + L_o + L_g + L_e$$

Donde:

S_V = Espesor de la capa.

L_o = Longitud del dobléz use 1.0 m.

L_g = Longitud geométrica que va desde la cara del terraplén hasta la superficie de falla.

L_e = Longitud de empotramiento detrás de la superficie de falla.

Verificación contra deslizamientos- Estabilidad externa

Se debe determinar el factor de seguridad al deslizamiento el cual debe ser mayor a 1.5. De no ser así se debe ampliar la base y la longitud del refuerzo del dique de tierra o terraplenes.

$$FS_D = \frac{\Sigma \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\Sigma \text{Fuerzas Horizontales Desestabilizantes}}$$

$$FS_D = [(W + P_a * \text{sen } \phi) \tan \delta_{sg}] / P_a * \text{cos } \phi$$

$$W = \frac{1}{2} (L^2 * \gamma + \tan \beta) \Rightarrow \text{para } L < H$$

$$W = [L * H - H^2 / (2 * \tan \beta)] * \gamma \Rightarrow \text{para } L > H$$

Donde:

FS_D = Factor de seguridad al deslizamiento (> 1.5).

L = Longitud del refuerzo en la capa inferior.

H = Altura del talud.

P_a = Presión activa de tierra.

δ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el geosintético.

β = Ángulo del talud.

Verificación de estabilidad Global

El efecto de la construcción del dique genera una sobrecarga en el sitio en donde se está colocando, por tal motivo es necesario revisar la estabilidad general o global del sitio con el objeto de garantizar la estabilidad del lugar o de la obra.

Verificación por Capacidad Portante

Se debe calcular la capacidad portante última y admisible del terreno con el objetivo de compararla con la presión de contacto.

Sistemas de subdrenaje o drenaje

El drenaje y subdrenaje es crítico para mantener la estabilidad del dique. Un drenaje y subdrenaje es recomendable en este tipo de estructuras.

Las obras de drenaje son todas aquellas obras que se deben construir de tal forma que se maneje en forma correcta el agua de escorrentía y se minimice la infiltración, estas obras en la mayoría de los casos se deben construir. Tales obras son por ejemplo las cunetas, zanjas de corona, disipadores de energía, alcantarillas, etc.

7.1.3 Especificaciones para refuerzo de taludes y cuerpo de presa

La consultora establece instalar los geosintéticos en el talud del dique noroeste según las siguientes especificaciones:

- *Refuerzo primario: conformado por capas de geomallas uniaxiales de polietileno UX1800 o similar (máximo esfuerzo admisible de diseño ≥ 72 kN/m), distribuidos cada tres capas de 0.4 (1.2 m).*
- *Refuerzo secundario: conformado por una capa de geomalla biaxial Tipo 2, separadas verticalmente a 1.2 m, las cuales se instalarán entre las capas del refuerzo principal.*
- *Geomanto: instalación de Geomanto de polipropileno con protección UV, a fin de evitar la degradación del geotextil. Esta cobertura será colocada cada 1.2 m.*
- *Geotextil: instalación de geotextil no tejido de 200 g/m² para el confinamiento lateral del relleno.*

Geomallas Uniaxiales

Las geomallas uniaxiales son una estructura integral fabricada a base de polietileno de alta densidad, resistente a la tracción y de alto peso molecular. Las geomallas uniaxiales deberán poseer las siguientes características:

- *Perfil transversal suficiente como para presentar suficiente trabazón en la interfase de materiales del relleno compactado y*

resistir los movimientos relativos de dichos materiales cuando son sometidos a cargas.

- *Módulo real inicial suficiente para causar que la carga aplicada se transfiera a la geomalla a niveles de deformación muy bajos sin que la estructura reforzada sufra deformaciones.*
- *Deberá tener continuidad completa de todas las propiedades a través de su estructura.*
- *Deberá ser utilizable para reforzar el relleno compactado, mejorando su estabilidad a largo plazo en aplicaciones bajo carga sostenida.*

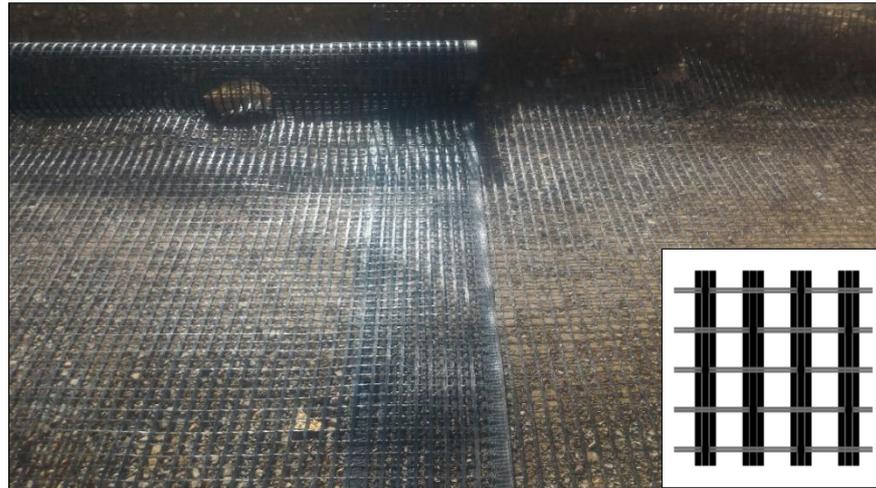
Plantean usar dos (02) tipos de geomallas uniaxiales para los tramos de se reforzara los taludes y su cuerpo de dique y para el tramo suelo reforzado del dique noroeste de la presa de relaves Animón, denominadas como Geomalla Tipo 1 (geomalla extruida) y Tipo 2 (geomalla tejida).

Figura 8: Geomalla uniaxial extruida-HDPE



Fuente: Propia / Geosistemas Pavco.

Figura 9: Geomalla uniaxial tejida-Poliéster



Fuente: Propia / Tex Delta.

Geomalla Biaxial

Es una geomalla que debe ser elaborada con resinas selectas de polipropileno, deberá ser resistente al desgaste, rasgaduras y punzonamiento, a fin de resistir cargas dinámicas aplicadas en cualquier dos direcciones.

Tabla 13: Propiedades geométricas de la geomalla biaxial

Propiedad	Método de Ensayo	Unidad	Requerimientos
Tamaño de Abertura			
MD	ASTM D-4751	mm (pulg)	25 (1.0)
XMD			33 (1.3)
Espesor mín. de la costilla			
MD	ASTM D-1777	mm (pulg)	0.76 (0.03)
XMD			0.76 (0.03)

Fuente: SRK Consulting.

Geomanto de Polipropileno con Protección UV

Geomanto que deberá consistir de una matriz 100% de fibra de polipropileno estabilizado contra rayos ultravioleta. La matriz deberá estar confinada por ambos lados con redes pesadas de polipropileno estabilizado contra rayos ultravioleta.

Figura 10: Geomanto protección UV



Fuente: Propio.

El geomanto deberá cumplir con las especificaciones técnicas presentadas en la Tabla 14.

Tabla 14: Propiedades del geomanto a usar

Propiedad	Método de ensayo	Valores Típicos
Espesor	ASTM D6525	11.94 mm
Resiliencia	ASTM D6524	91.50%
Masa por unidad de área	ASTM D6566	443 gr./m ²
Rigidez	ASTM D1388	1,085,378 mg-cm.
Penetración de luz	ASTM D6567	17.90%
Resistencia a la tensión MD	ASTM D6567	6.49 kN/m
Elongación MD	ASTM D6818	28.10%

Fuente: SRK Consulting.

Geotextil no tejido

Los geotextiles indicadas que se deba emplear deberán ser no-tejidos o agujados y producidos con hilos de poliéster; así mismo deberán ser resistentes al desgaste, rasgaduras y punzonamiento, a fin de proteger las geomallas y el material de drenaje.

Figura 11: Geotextil no tejido de 200 gr/m² - Poliéster



Fuente: Geosistemas Pavco.

7.2 ANÁLISIS AL DISEÑO PARA SUELO REFORZADO

7.2.1 Verificación por Capacidad portante

Si se tuviese un suelo blando y que su estrado sea mayor que el ancho del terraplén se podrá calcular la capacidad portante por métodos clásicos. (Terzaghi and Peck, 1967; Vesic, 1975; Perloff and Baron, 1976; and U.S. Navy, 1982). Los cuales asumen metodologías de equilibrio límite, asumiendo una espiral logarítmica como la superficie de falla. Se recomienda calcular la capacidad portante en términos de

parámetros no drenados pues esta condición se asemeja más a las condiciones de construcción de dique, un proceso de carga rápido sin disipación de presiones de poros. Teniendo presente lo antes mencionado, la capacidad portante se puede calcular como:

$$q_{ult} = c_u * N_c$$

$$q_{ult} = (\pi + 2) * c_u$$

Donde:

N_c = Es el factor de capacidad portante, usualmente se toma 5.14.

c_u = Resistencia al corte no drenado del suelo de fundación.

Existen otras verificaciones que son necesario realizar cuando se tiene como fundación un suelo blando donde se presente construir sobre este, en esos casos es necesario realizar las verificaciones para:

- Falla Rotacional de Base.
- desprendimientos laterales.

Para el caso en estudio de esta investigación el tramo donde se construiría el dique noroeste tenía un suelo de fundación inicial de relaves antiguos de baja capacidad portante que para brindar mayor seguridad al dique en un largo plazo se procedió a excavar y eliminar hasta conseguir un suelo competente donde cimentar (enrocado).

7.2.2 Especificaciones para el refuerzo de la geomalla uniaxial

Las geomallas uniaxiales son una estructura integral fabricada a base de polietileno de alta densidad, resistente a la tracción y de alto peso molecular. Las geomallas uniaxiales deberán poseer las siguientes características:

- Perfil transversal suficiente como para presentar suficiente trabazón en la interfase de materiales del relleno compactado y resistir los movimientos relativos de dichos materiales cuando son sometidos a cargas.
- Módulo real inicial suficiente para causar que la carga aplicada se transfiera a la geomalla a niveles de deformación muy bajos sin que la estructura reforzada sufra deformaciones.
- Deberá tener continuidad completa de todas las propiedades a través de su estructura.
- Deberá ser utilizable para reforzar el relleno compactado, mejorando su estabilidad a largo plazo en aplicaciones bajo carga sostenida.

CAPÍTULO VIII

VERIFICACIÓN PARA ESTABILIDAD FÍSICA

8.1 PARAMETROS DE DISEÑO DEL DIQUE NOROESTE

Cuando se trata de construir un elemento estructural ya sea un dique de tierra o Terraplen entre otros, muros de contención se debe tener en cuenta la altura que tendrá, el tipo de material, la inclinación de sus taludes, su cimentación.

El este caso la investigación va enfocada a realizar el análisis de estabilidad mediante el uso de geosintéticos en el refuerzo de taludes y cuerpo de dique que posee las siguientes características:

- Cimentación : Enrocado (Gravedad específica de 2.79 gr/cm³) de diámetro variable, acompañado de la construcción de un subdrenaje con pendiente de evacuación de 1.5%.
- Altura del dique : 10.8 m. (sin capa de rodadura).
- Relleno predominante : Grava pobremente graduada con arcillas (GP-GC).
- Taludes : 0.4H:1V (Tramo 01) y 0.4H:1V, 1.5H:1V (tramo 02).
- Longitudes : Tramo 01 (Prog.0+490 a 0+573) y tramo 02 (Prog. 0+570 a 0+712).
- Pendiente de corona : 2.55% (4624.8 a 4630.55 msnm).

Y con las siguientes propiedades físicas de los materiales existentes:

Tabla 15: Propiedades físicas de los materiales presentes

Nombre del Material	Peso unitario	Cohesión	Angulo de fricción
	(KN/m ³)	(KN/m ²)	(°)
Relave espesado	19	--	--
Relave antiguo (fino)	17	--	--
Relleno suelo reforzado	19	10	32
Relleno presa existente	20	5	35
Grava Arcillosa (GC)	18	10	32
Macizo rocoso (marga)	22	223	25

8.2 VERIFICACIÓN DEL USO DE REFUERZO EN TALUDES

El tramo involucrado en el estudio que va de la progresiva 0+490 hasta la 0+573 es un tramo de refuerza del talud con geotextiles no

tejido de 200gr/ m², verificando que el valor de la longitud de empotramiento es de 1.20m superando la longitud mínima de seguridad por otra parte en un S_V de espesor vertical se encuentra dentro del sugerido (0.40 cm) que va de 0.25 a 0.50.

Los geotextiles usados cumplen con los requerimientos de ingeniería esto quiere decir brindar una resistencia última de diseño acompañados de factor de seguridad contra daños de instalación, fluencia y degradación química biológica, aparte de ello se realiza un reforzamiento secundario con el uso de geomalla biaxial con certificados de fábrica cumpliendo también los requisitos físicos de funcionamiento incrementando con ello el factor de seguridad final del refuerzo en los taludes aguas arriba y aguas abajo.

La geomalla biaxiales aportan reforzamiento secundario a refuerzo de taludes presentando una longitud de empotramiento igual a 0.90 m extras a las ya del geotextil, envolviendo y reforzando cada tres (03) capas de taludes reforzado, creando con ello estructuras tipo bloque uno sobre otro incrementando la estabilidad en toda la plantilla del talud.

Para proteger el refuerzo primario de los taludes entra a tallar el geomanto Polipropileno para proteger al geotextil contra los rayos UV y así afianzar su funcionamiento a largo plazo. Lo que se ha mencionado anteriormente se podrá decir que se conseguido dar refuerzo a los taludes del dique noroeste.

Por otro lado para mejorar la estabilidad del dique noroeste se encuentra desplegada geomalla uniaxiales cada 1.2 m de recrecimiento, con ello permitiendo una mejor distribución de esfuerzos.

8.3 VERIFICACIÓN DE REFUERZO CON GEOMALLA UNIAxIAL

El uso de geosintéticos que poseen características de refuerzo como son: geotextiles y geomallas brindan reforzamiento al suelo (suelo reforzado), pero se tiene que precisar que al momento que se coloca un geosintéticos de refuerzo no se incrementa la capacidad portante del suelo lo que en realidad se hace el mejorar la distribución de cargas existentes y que se pueda transmitir a los estratos inferiores sin evidenciar la presencia de asentamientos diferenciales o pronunciados o en los peores de los casos desplazamientos verticales y horizontales.

En el tramo 02 de estudio que va de la progresiva 0+570 a 0+712 se ha evidenciado mediante calicatas que el área donde se asentara el dique noroeste y alrededores era antes un depósito de relaves antiguos semisecos y saturados a mayor profundidad, con la finalidad de conocer hasta que profundidad se tenía se realizaron ensayos de exploración como son los sondajes tales como el Ensayo de penetración estándar (SPT), Auscultación con Cono Peck (CP) y el Ensayo de penetración de cono con Piezocono (CPTu), y verificando la predominancia de relaves, arenas y en pocas cantidades arcillas y

limos mezclados. Se pudo determinar que más fondo se encontraba un estrato competente que variaba entre grava arcillosa a roca meteorizada, este nuevo estrato se pudo conseguir a profundidades variadas que van de los 8.15 m a los 15.60 m en algunos puntos de profundidad.

Vieron por conveniente asentar la cimentación en este suelo competente para garantizar la estabilidad física del dique noroeste a puertas de construir. Procediendo al enrocado, construcción de Subdrenaje, capa de transición y conformado de capas compactas ayudados por equipos de movimiento de tierras entre ellos se encuentra: Tractor oruga D8, motoniveladora, rodillos vibratorios lisos de 12 ton. y cisterna para conseguir la humedad más óptima que se pueda tener en campo, acompañados de un control topografía permanente.

El uso de geomalla uniaxial para conformar suelos reforzados cada tres (04) capas, parte con la finalidad de elevar el factor de seguridad mayor a 1.5.

8.4 VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD FÍSICA

8.4.1 Verificación de la sección de análisis

Para la verificación de la estabilidad física del dique noroeste de la presa de relaves Animón se tomaron dos (02) secciones representativas, que desde el punto de vista de su geometría como por su ubicación y condición en planta, se constituyen como las más

desfavorables para el análisis. Viendo este desfavorecimiento y pretendiendo tener una estabilidad física a largo plazo se pasa a realizar el mejoramiento de la cimentación, conociendo la clasificación del suelo existente en su mayor parte arenas de baja capacidad portante que ninguno superando los 2 kg/ cm², se procede a realizar la sustitución, empezando por la excavación e eliminación hasta conseguir el suelo de fundación competente luego enrocando con rocas de variable diámetro y con un peso específico apto.

En el Anexo 3 se puede verificar la evaluación de la estabilidad física por equilibrio límite en las dos (02) secciones de las prog. 0+510 y 0+600 analizados sin refuerzo y con el refuerzo correspondiente afectados por el coeficiente sísmico.

8.4.2 Verificación del nivel freático

Según las lecturas obtenida el nivel freático del dique noroeste se ubica a más de 6.1 m por debajo de la superficie existente, y a 1.1 m por debajo de la base del subdrenaje (4613 msnm); se puede apreciar en el Anexo 3.

8.4.3 Verificación del sistema de drenaje

Para poder realizar las evacuaciones de las agua se hace necesario la en la subdrenes conformado por capas de 0.40m de espesor con material filtro dren (tipo 2) realizando ensayo de campo de densidad relativa. Verificando el nivel superficial del subdren se encuentra a la

cota 4614.00msnm, cuya dimensiones es 1.8 m de ancho y 1.2 m de profundidad mejorando la captación y conducción, siendo canalizada con tubería HDPE perforada de 8" de diámetro con pendiente de 1.5% mayor al planteado para facilitar la evacuación.

La consultora indica que el trazo del subdren para la cimentación del dique Estribo Oeste (noroeste) debería ser empalmado con el subdren ubicado en la progresiva. 0+460 del dique Oeste, sin embargo, debido al caudal de las filtraciones se optó por la alternativa de canalizar las filtraciones con la ejecución del sub dren principal (ver anexo 5) trazado en el centro de la plataforma del enrocado (subdren unido con ramales transversales) desde la progresiva 0+680 a 0+590 realizando el desvío en referencia a la ubicación del muro de concreto armado (0+570) y como alternativa es ser descargado a una poza de sedimentación planteado en el RFI N°28B donde se requiere la definición de la geometría de la estructura y ser derivada a la poza de filtraciones por una tubería de conducción (no perforada) ubicado en el pie del talud del dique Oeste (Prog.0+260).

8.4.4 Verificación de aceleración sísmica de diseño

Dado que la aceleración máxima sólo se manifiesta durante un periodo instantáneo, el coeficiente sísmico se diseñó para el análisis pseudo-estático como una fracción de la aceleración máxima. De conformidad con las recomendaciones de la "Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Residuos Sólidos

Provenientes de Actividades Mineras” del Ministerio de Energía y Minas (DGAA, Vol. XVI - 1998), dicha fracción está comprendida usualmente entre 1/2 y 2/3.

Según lo expuesto en el párrafo precedente, en el presente caso se considerará conservadoramente un factor de reducción conservador igual a 2/3 del PGA, con lo que el valor del coeficiente sísmico de diseño resulta finalmente igual a 0.18 g.

8.4.5 Verificación de los FS mínimas permisibles

Para el análisis de estabilidad, los factores de seguridad (FS) mínimos considerados en este estudio son los que se recomiendan en la “Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Residuos Sólidos Provenientes de Actividades Mineras” del Ministerio de Energía y Minas (DGAA, Vol. XVI – 1998), y se indican en la Tabla siguiente:

Tabla 16: Factores de seguridad mínimos aceptables

Caso	Factor de seguridad mínimo aceptable (FS)
Análisis estático	1.5
Análisis pseudoestático	1

8.4.6 Resultados del análisis de estabilidad

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad física de las dos (02) secciones de análisis (Prog. 0+520 y 0+600) realizadas en

el dique noroeste, se resumen en las Tabla 14,15 y 16, en tanto que los detalles de dichos análisis se presentan en el Anexo 3.

Tabla 17: Factor de Seguridad sin refuerzo

Muestra de estudio	Taludes	Tiene refuerzo	Factor de seguridad (FS) Estático	Condición FS > 1.5
Séccion de la Prog. 0+510	0.4H:1V	no	0.873	Inestable
Séccion de la Prog. 0+600	0.4H:1V, 1H:1V, 1.5H:1V	no	1.388	Inestable

Tabla 18. Factor de Seguridad con refuerzo

Muestra de estudio	Taludes	Tiene refuerzo	Factor de seguridad (FS) Estático	Condición FS > 1.5
Séccion de la Prog. 0+510	0.4H:1V	Geomalla uniaxial tejido	1.912	Estable
Séccion de la Prog. 0+600	0.4H:1V, 1H:1V, 1.5H:1V	Geomalla uniaxial tejido	2.310	Estable

Tabla 19: Factor de Seguridad afectada con coeficiente sísmico

Muestra de estudio	Taludes	Tiene refuerzo	Factor de seguridad (FS) Pseudoestático (0.18g)	Condición FS > 1.0
Séccion de la Prog. 0+510	0.4H:1V	Geomalla uniaxial tejido	1.405	Estable
Séccion de la Prog. 0+600	0.4H:1V, 1H:1V, 1.5H:1V	Geomalla uniaxial tejido	1.577	Estable

CONCLUSIONES

- Los geotextiles o geomallas uniaxial y biaxial, que cuenten con todos sus ensayos relacionados con daños durante de instalación, fluencia (creep) y degradación química y biológica, tendrán un valor de “FR” entre 3 y 6. En ningún caso, el valor de FR podrá ser menor que 2.0, porque se estaría acercando a trabajar con el valor de la resistencia ultima del geosintético.

Tabla 20: Valores de Factores de reducción “FR”

Tipo de Geosintético	Material de fabricación	Factor de reducción por daños de instalación	Factor de reducción para prevenir la rotura	Factor de reducción por degradación química y biológica
		FR_{ID}	FR_{FL}	FR_{DQB}
Geotextil no tejido	Poliester	1.05 - 3.00	2.00 - 4.00	1.00 - 1.30
Geomalla uniaxial	Polietileno de alta densidad (HDPE)	1.10 - 1.40	2.60 - 5.00	1.00 - 1.50
	Tejido de poliester	1.05 - 3.00	1.40 - 2.50	1.00 - 1.50
Geomalla biaxial	Polipropileno	1.05 - 1.40	2.50 - 5.00	1.00 - 1.50

Fuente: Revisión bibliográfica (Koerner, Geosistemas Pavco, Instituto transportes México).

- Los valores asignados para calcular el factor de reducción general fueron: $FR_{ID} = 1.2$ por no estar sometido a deterioros; $FR_{FL} = 2.5$ valor más alto para prevenir roturas y $FR_{DQB} = 1.1$ por encontrarse dentro del cuerpo de presa y en contacto con el material tipo 8B; así tener una resistencia a la tracción admisible de 60.61 KN/m a través de la tracción ultima $T_{ult} = 200$ KN/m (MACGRID WG200).

- El refuerzo no se debe considerar como un elemento que incrementa la capacidad portante (aunque el refuerzo logra una mejor redistribución de la presión de contacto) si la presión de contacto es mayor que la capacidad portante el dique puede fallar por capacidad portante.
- Cuando se realizaron las exploraciones con el Ensayo de Penetración Estándar en algunos ensayos de los nueve (09) realizados se obtuvieron valores de “N” que superaban los 50 golpes que con ello se podría llegar a deteriorar el tomamuestras de la caña partida.
- El uso de geosintéticos como son el geotextil y geomalla biaxial brinda un refuerzo de taludes, la primera para confinar y estabilizar el suelo con sus finos y el segundo para reforzar en bloques consecutivos, complementándose con el uso del geomanto de protección UV adicionales hacia el geotextil para incrementar su durabilidad a largo plazo.
- El uso de geomalla uniaxial como refuerzo del suelo permite mejorar considerablemente la distribución de esfuerzos provocado por el propio peso del dique y fuerzas horizontales, esto se pudo verificar a través de la corrida de estabilidad (Programa SLIDE V6.0) para las dos (02) muestras de análisis.

Tabla 21: Análisis de estabilidad - muestras de estudio

N° de Tramo	Tramo comprendido	Muestra de analisis	Factor de seguridad (FS)	
			Estático	Pseudoestático (0.18g)
1	0+490 a 0+573	0+510	1.912	1.405
2	0+570 a 0+712	0+600	2.310	1.577

- La aplicación de geosintéticos de refuerzo permiten disminuir el volumen de relleno, ganado área de terreno muy vital si se trata de colindancia con terrenos comunales o por la necesidad de conservar una vía nacional que cruza por una zona que colinda con áreas de operación minera y esto se viene dando en la Unidad minera Animon de donde se realizó nuestro tema de investigación.

RECOMENDACIONES

- ✓ Para geosintéticos que no cuenten con todos los ensayos y pruebas específicas para el producto, como soporte para la determinación de los factores de reducción, y sea necesario emplear valores por defecto, el valor de reducción de resistencia combinado, FS, se recomienda no deberá ser menor que 7.0 o en últimos casos usar solamente producción que cuenten con las pruebas correspondientes.
- ✓ Cuando se realiza un Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y se consigue un estrato que demando realizar 50 golpes (N), y verificando que ya no sigue profundizándose, se recomendaría cambiar el tomamuestras de cuchara partida por el cono de Peck y continuando con el ensayo nuevamente luego se podrá relacionar su número de golpes “Cn” con el número de golpes “N” del SPT. En el caso que continuase la no profundización se tomaría como rechazo.
- ✓ A la fecha se encuentra concluido la construcción del dique noroeste y estabilizada en sus dos (02) tramos, la primera reforzando los taludes y el cuerpo de presa y la segunda reforzando solo el cuerpo de presa del dique noroeste), teniendo la vía de acceso nacional (Huaral - Huayllay) que se extiende al costado del dique; específicamente en el tramo donde se realizó el refuerzo de talud aguas abajo (0.4H:1V) con 68° de inclinación su longitud forma parte de una curva de la via; este tramo no cumple con las Distancia de visibilidad mínima para el conductor, por el hecho que en el otro margen se encuentra una esquina de la estructura de concreto del Laboratorio Químico de la Planta concentradora

Animon. Se recomienda el colocado de señales verticales que anticipen la aproximación de curva y una buena iluminación, para mejorar la circulación vehicular y proteger el dique reforzado de posibles impactos de pueda sufrir en el futuro.

- ✓ Se recomienda realizar una verificación periódica permanente, que permita idéntica posibles deterioros erosiones que pueda sufrir el dique a causa de fugas en las tuberías de bombeo que esta tendido por debajo de la vía nacional y sube por la cara del talud reforzado de aguas abajo y desfogando hacia el vaso del depósito de relaves.
- ✓ Se deberá monitorear los piezometro de cuerda vibrante e inclinómetros que fueron destinadas para esa zona permitido así tener una base de datos que permitan brindar alguna alerta cuando se presentan incrementación por presión de poros y desplazamientos horizontales.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR BARDALES, Zenon. Estudio de mecánica de suelos exploración geotécnica. CISMID, Lima, Perú.
2. ALVA HURTADO, Jorge/ ESCALAYA ADVINCULA, Miriam. Muros y taludes reforzados con geosintéticos. Lima, Perú.
3. FIDIAS G. AREAS. El proyecto de investigación/ introducción a la metodología científica. 6ta edición, editorial Episteme. Caracas, Venezuela, 212.
4. GAMICA ANGUAS, Paul/ REYES RAMIREZ, Rosemberg/ GOMEZ RIVERA, Jesús. Diseño de muro reforzado con geosintéticos. Publicación técnica N°382. Sanfandila, México, 2013.
5. GEOSISTEMAS PAVCO S.A. Manual de diseño con geosintéticos/ Departamento de ingeniería, 8va edición, impresión Zetta Comunicadores S.A. Bogotá D.C, Colombia, 2009.
6. HERNANDEZ ASTORGA, Fernando. Análisis comparativo técnico económico de muro de suelo reforzado con geotextiles con obras alternativas equivalentes. Instituto tecnológico, Costa Rica, 2011.
7. KOERNER, Robert M. Designing with geosynthetics. Fifty edition, Person Prentice Hall edition. United States of America, 2005.
8. LOPEZ RAMIREZ, Libardo Adolfo/ DURAN G. Jorge Enrique. Uso del piezocono (CPTU) para determinar las características geotécnicas del depósitos arcillosos en algunos sitios del departamento de Boyocá. Artículo de investigación.

9. CORREGO CABANILLAS, Daniel A. Análisis técnico económico del uso de geomallas como refuerzo de bases granulares en pavimentos flexibles. Lima, Perú, 2014.
10. PALMA, Ismael. Estabilización y refuerzo en vías con geomalla biaxial/ XVII Reunión nacional de profesores de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica, artículo de investigación. Cancún, Quintana Roo, México, 2012.
11. PECK, Ralph B./ HANSON, Walter E./ THORNBURN, Thomas H. Ingeniería de cimentaciones. Limusa, Noriega editores. México.
12. SUAREZ DIAS, Jaime. Diseño de muro de suelo reforzado con geosintéticos. Universidad Industrial Santander, Bucaramanga, Colombia.
13. SRK CONSULTING. Diseño de Ingeniería de detalle del recrecimiento del depósito de relaves Animon zona alta, informe final. Lima, Perú, 2016.
14. SRK CONSULTING. Ingeniería de detalle del estribo oeste del dique del depósito de relaves Animon zona alta, Informe final. 17-R-088-01. Lima, Perú, 2017.
15. TAMAYO Y TAMAYO, Mario. El proceso de la investigación científica. 4ta edición, editorial Limusa S.A/ grupo Noriega editores. México, 2003.
16. TECNOMIN DATA S.A. Dossier de calidad CQC etapa I. Revisión 0. Impreso en la oficina del área de calidad. Unidad Animon, Huayllay, Perú, 2017.

17. UNI, FIC, COMISION DE TITULACION PROFESIONAL. Guía para la presentación del informe de suficiencia. Revisión N°09. Lima, Perú, 2007.
18. VICENTE FERNANDEZ, Arturo. Manual de geosintéticos en la construcción de muros y terraplenes. Editorial Carlos Lopez Jimeno. 2001.
19. VIVAR ROMERO, Germán. Aplicabilidad del Cono dinámico tipo Peck. Artículo de investigación. Arequipa, Perú, 2007.

ANEXOS

ANEXO 01

Ensayos Geotécnicos de Exploración

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 1

 PROYECTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.**

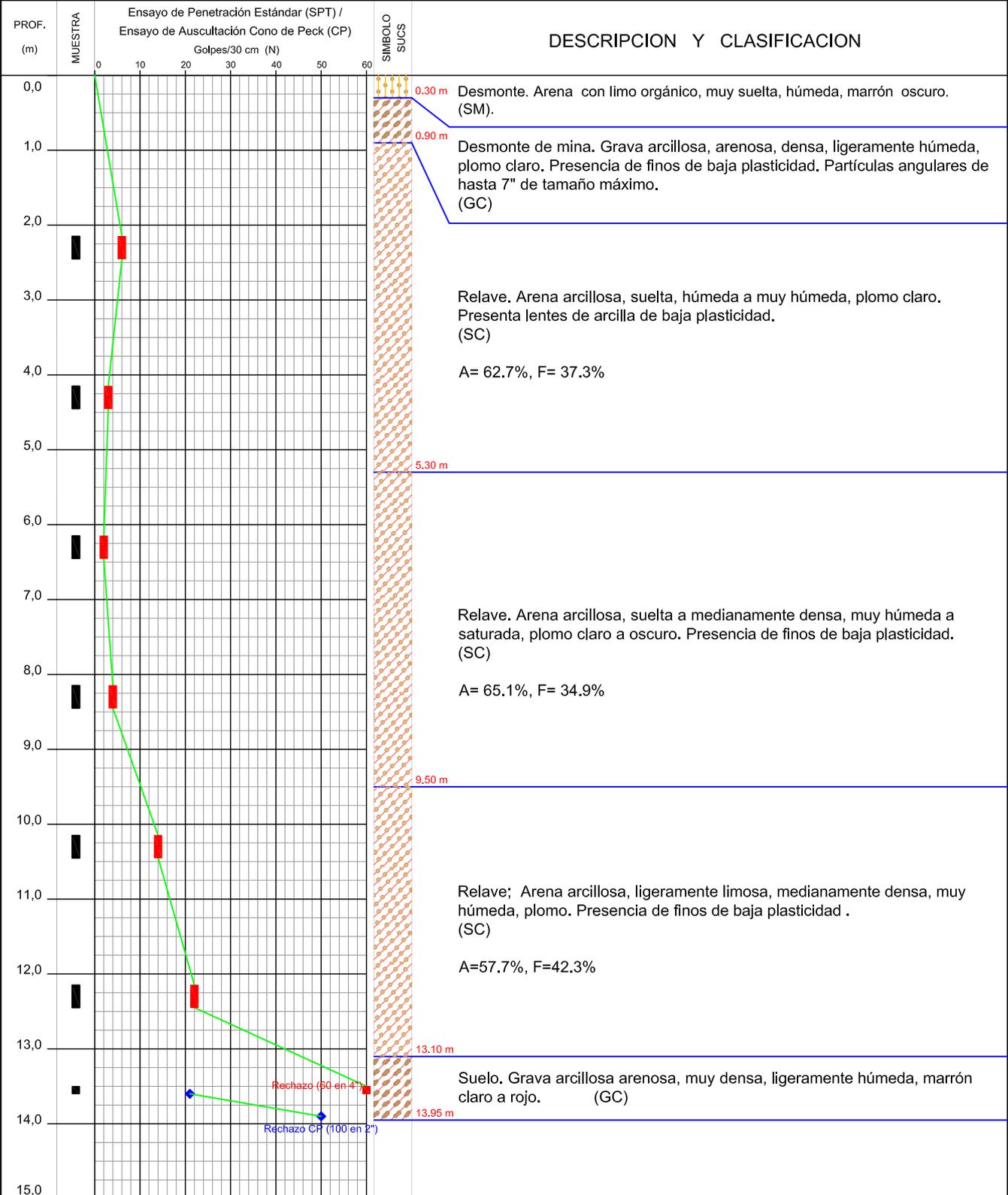
 TIPO DE SONDAJE: **SPT / CONO DE PECK**

 COTA: **4,618.11 msnm**

 COORDENADAS: **344,696.75 E - 8'780,028.19 N**

 REGISTRADO: **V.Y.**

 REVISADO: **J.M.**

 FECHA (INICIO/FIN): **Feb 2017**


Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.

HOJA: 1 DE: 1

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.

TIPO DE SONDAJE: SPT / CONO DE PECK

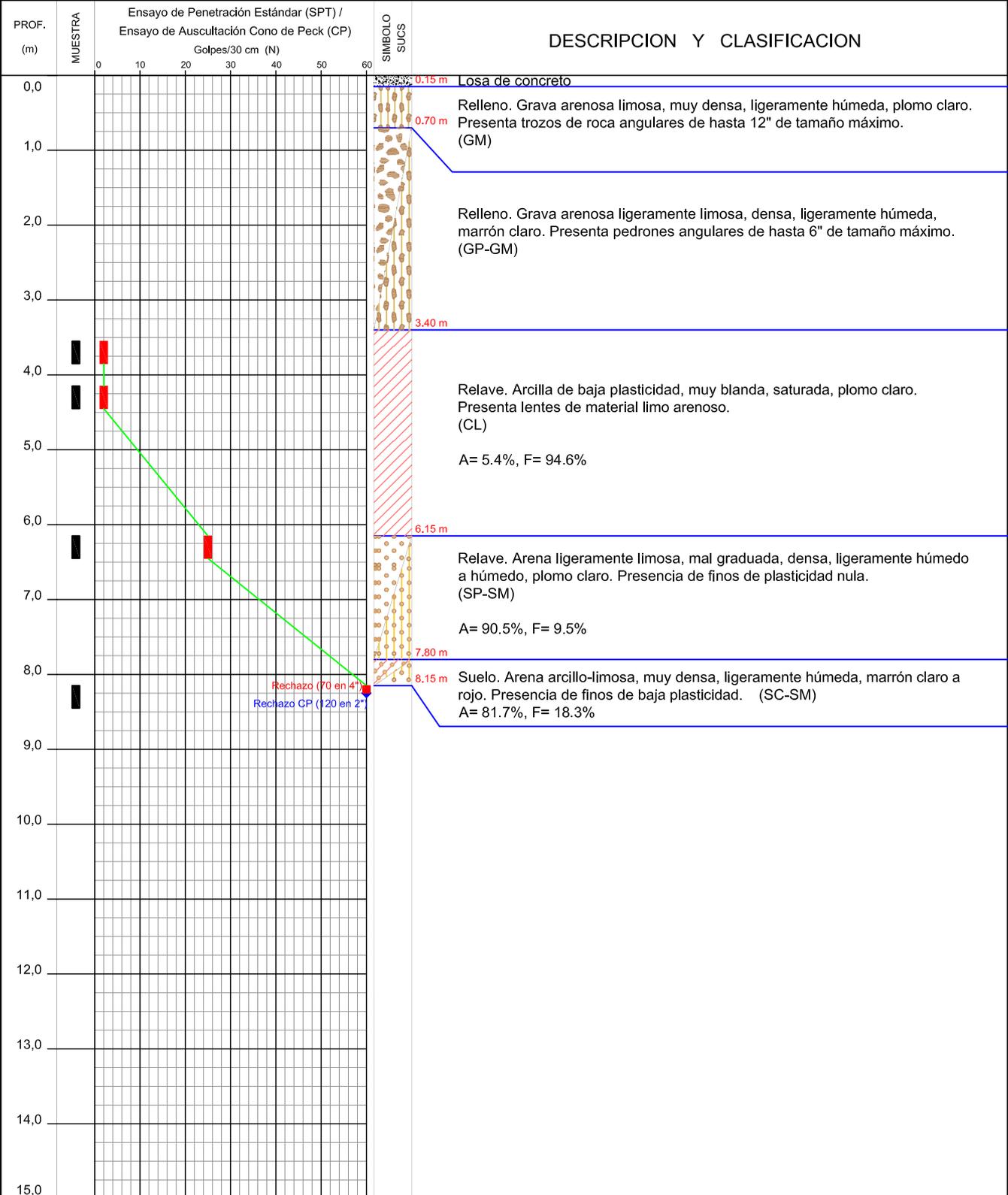
COTA: 4,618.96 msnm

COORDENADAS: 344,702.19 E - 8'780,056.47 N

REGISTRADO: V.Y.

REVISADO: J.M.

FECHA (INICIO/FIN): Feb 2017



◆ Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

■ Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 2

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.

TIPO DE SONDAJE: SPT / CONO DE PECK

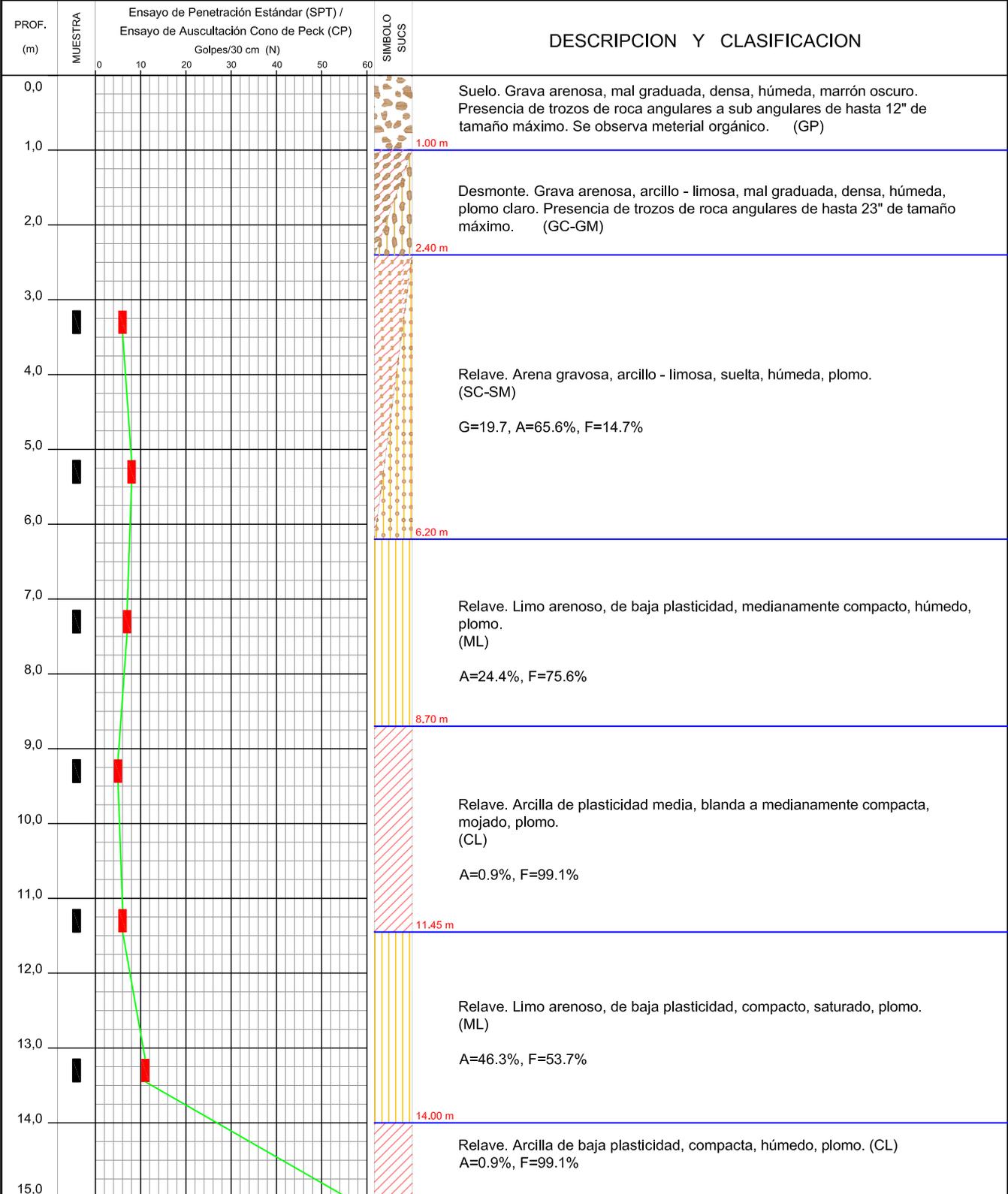
COTA: 4,621.06 msnm

COORDENADAS: 344,718.30 E - 8'780,051.66 N

REGISTRADO: V.Y.

REVISADO: J.M.

FECHA (INICIO/FIN): Feb 2017



Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 2 DE: 2

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.

TIPO DE SONDAJE: SPT / CONO DE PECK

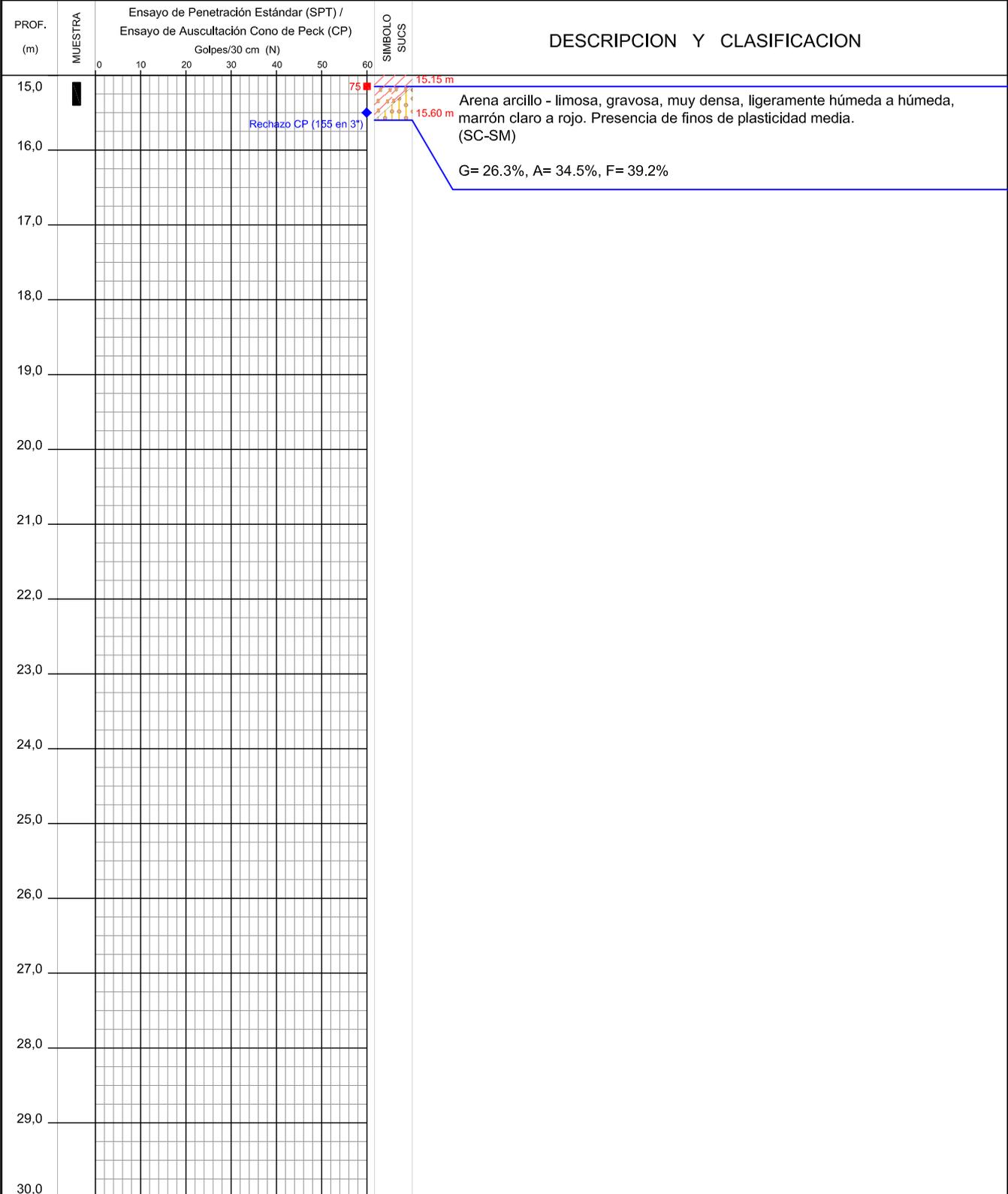
COTA: 4,621.06 msnm

COORDENADAS: 344,718.30 E - 8'780,051.66 N

REGISTRADO: V.Y.

REVISADO: J.M.

FECHA (INICIO/FIN): Feb 2017


 Ensayo de Auscultación
Cono Peck (CP)

 Ensayo de Penetración
Estándar (SPT)

CLIENTE: COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.

HOJA: 1 DE: 2

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.

TIPO DE SONDAGE: SPT / CONO DE PECK

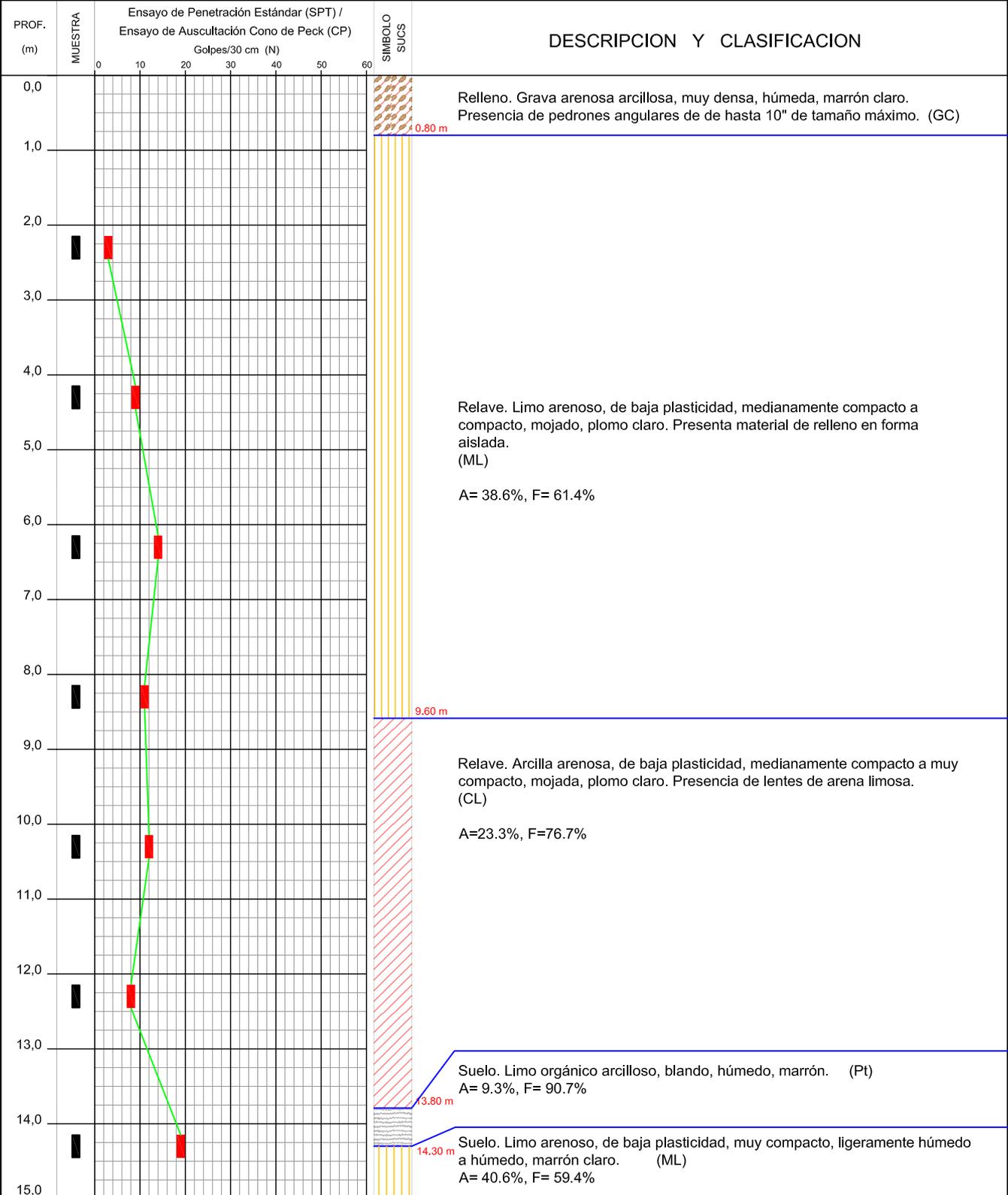
COTA: 4,621.64 msnm

COORDENADAS: 344,718.98 E - 8'780,089.66 N

REGISTRADO: V.Y.

REVISADO: J.M.

FECHA (INICIO/FIN): Feb 2017



◆ Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

■ Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 2 DE: 2

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.

TIPO DE SONDAJE: SPT / CONO DE PECK

COTA: 4,621.64 msnm

COORDENADAS: 344,718.98 E - 8'780,089.66 N

REGISTRADO: V.Y.

REVISADO: J.M.

FECHA (INICIO/FIN): Feb 2017

PROF. (m)	MUESTRA	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) / Ensayo de Auscultación Cono de Peck (CP)		SIMBOLO SUCS	DESCRIPCION Y CLASIFICACION
		Golpes/30 cm (N)			
15,0					Suelo. Limo arenoso, muy compacto, húmedo, marrón claro. (ML)
16,0					Roca meteorizada.
17,0					
18,0					
19,0					
20,0					
21,0					
22,0					
23,0					
24,0					
25,0					
26,0					
27,0					
28,0					
29,0					
30,0					

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 1

 PROYECTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.**

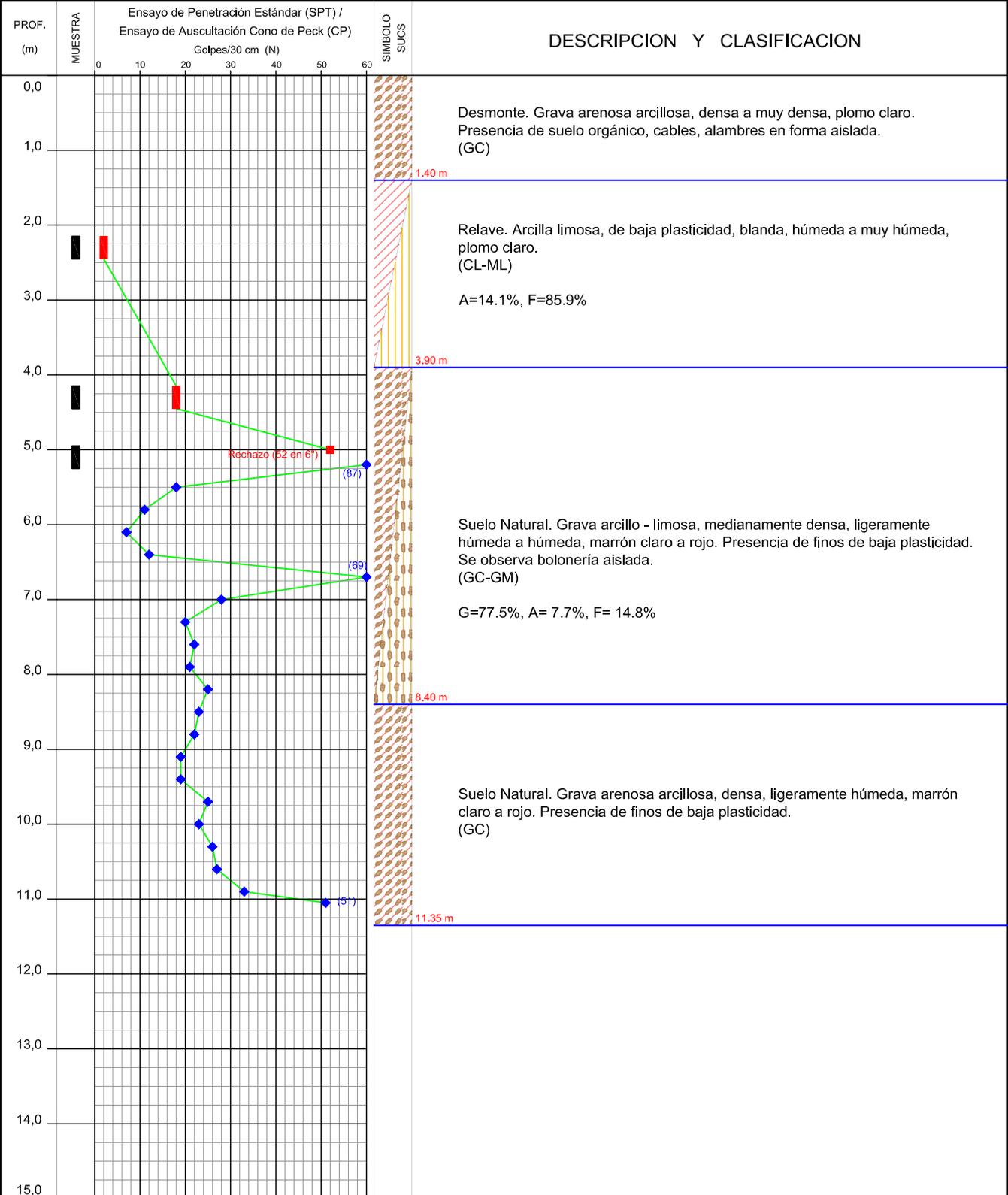
 TIPO DE SONDAJE: **SPT / CONO DE PECK**

 COTA: **4,621.54 msnm**

 COORDENADAS: **344,729.02 E - 8'780,078.71 N**

 REGISTRADO: **V.Y.**

 REVISADO: **J.M.**

 FECHA (INICIO/FIN): **Feb 2017**


Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 1

 PROYECTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.**

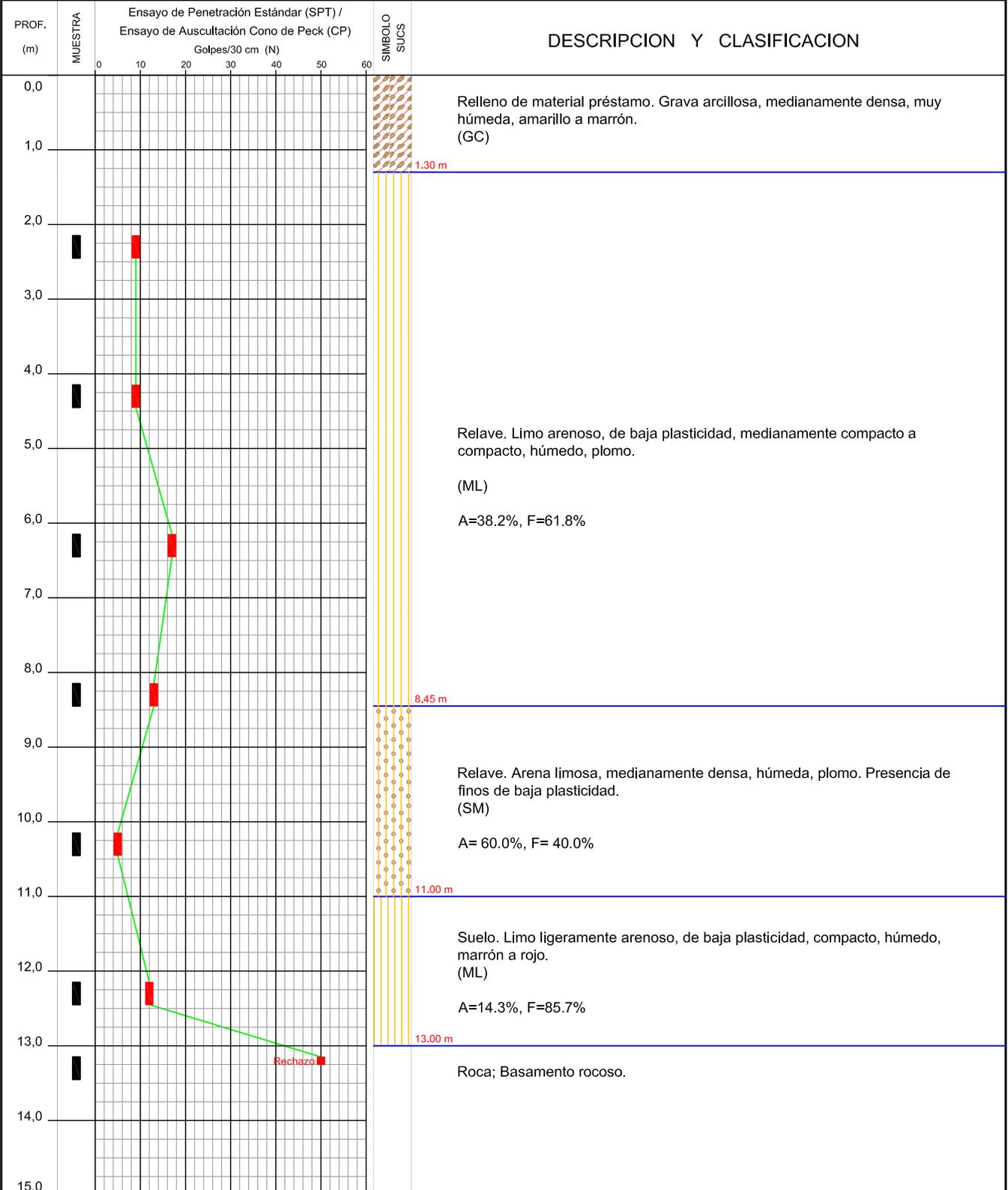
 TIPO DE SONDAJE: **SPT / CONO DE PECK**

 COTA: **4,622.03 msnm**

 COORDENADAS: **344,729.13 E - 8'780,101.74 N**

 REGISTRADO: **V.Y.**

 REVISADO: **J.M.**

 FECHA (INICIO/FIN): **Feb 2017**


Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 1

 PROYECTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.**

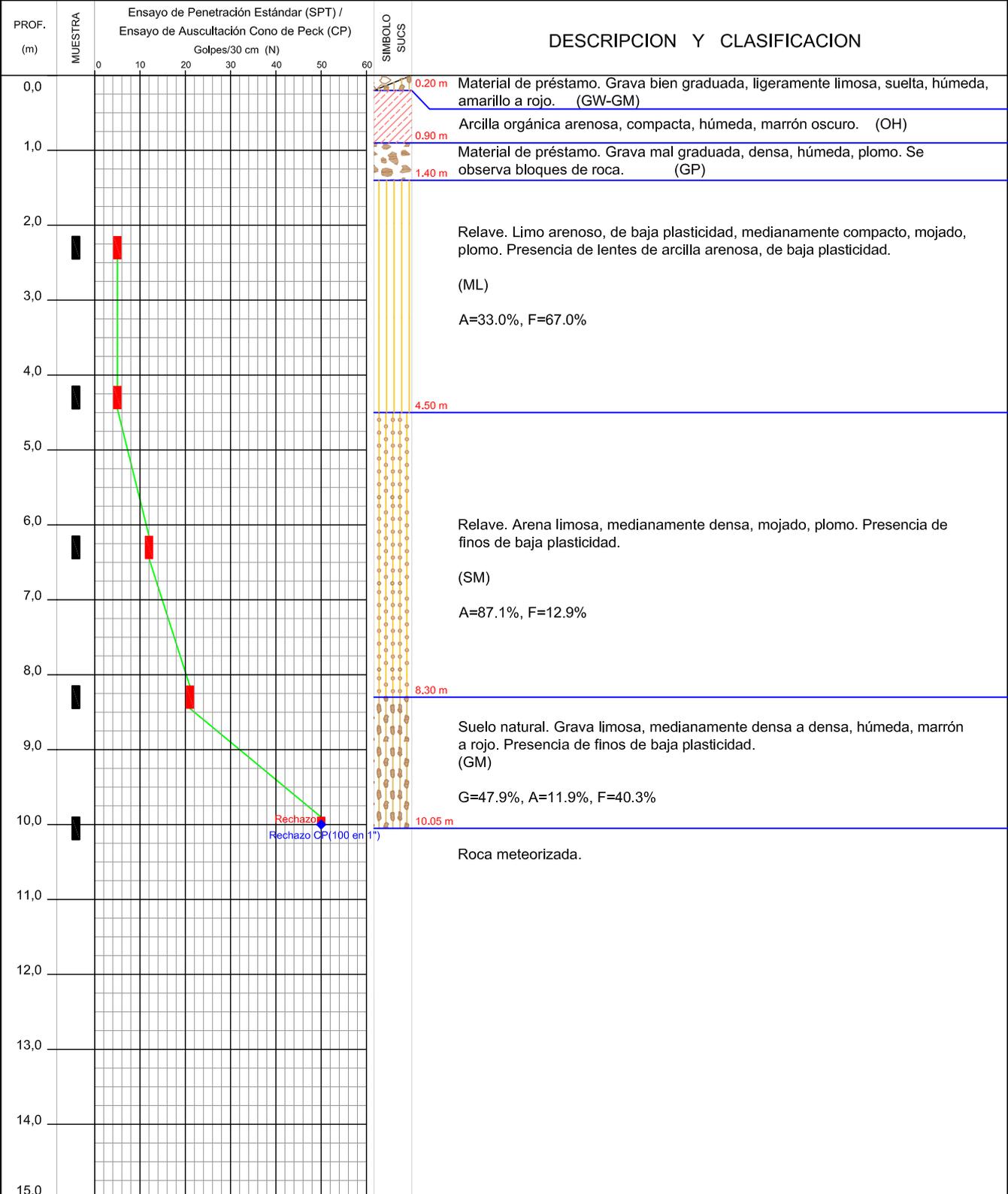
 TIPO DE SONDAJE: **SPT / CONO DE PECK**

 COTA: **4,621.65 msnm**

 COORDENADAS: **344,749.51 E - 8'780,093.43 N**

 REGISTRADO: **V.Y.**

 REVISADO: **J.M.**

 FECHA (INICIO/FIN): **Feb 2017**


CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 2

 PROYECTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.**

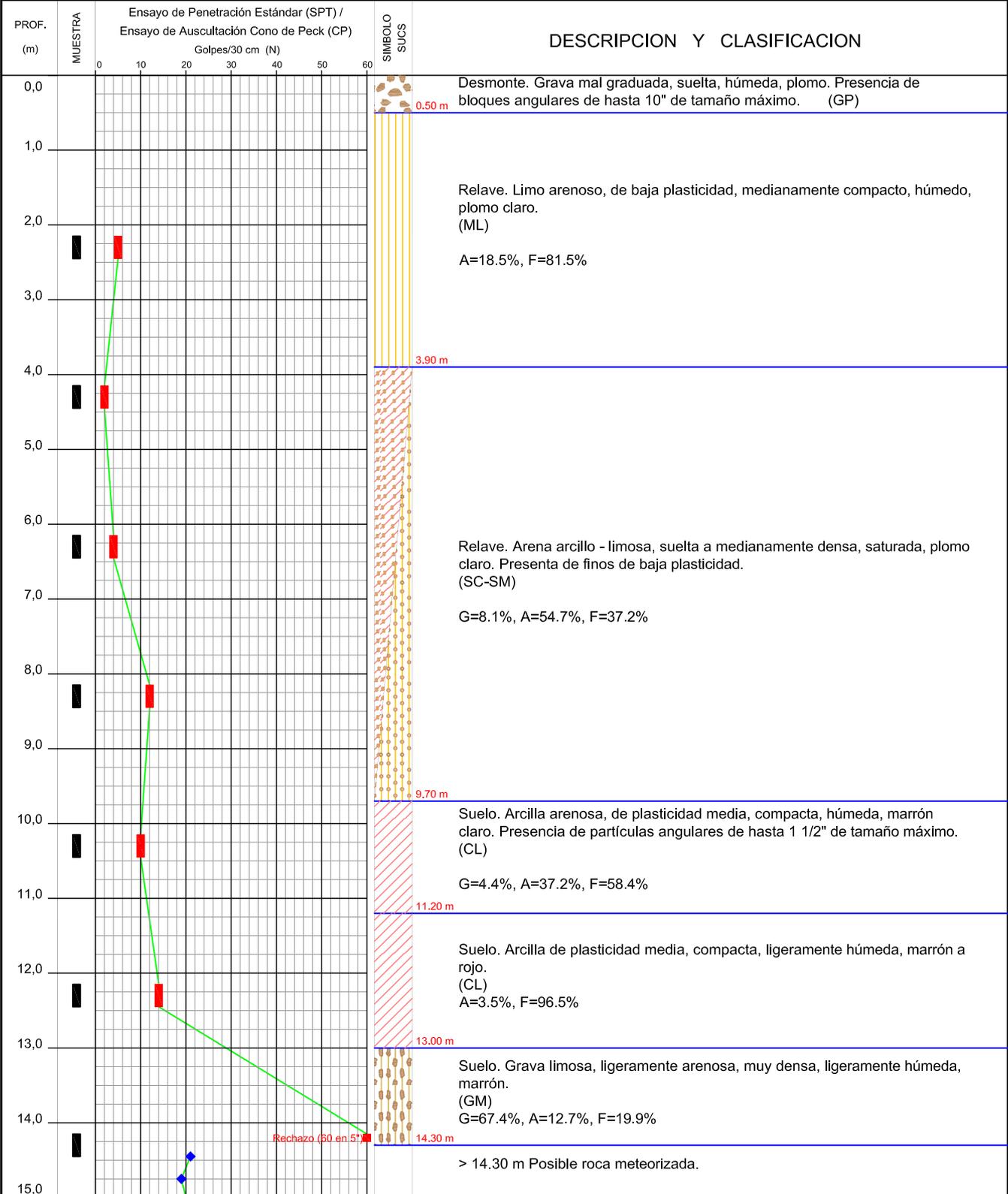
 TIPO DE SONDAJE: **SPT / CONO DE PECK**

 COTA: **4,622.21 msnm**

 COORDENADAS: **344,693.67 E - 8'780,124.11 N**

 REGISTRADO: **V.Y.**

 REVISADO: **J.M.**

 FECHA (INICIO/FIN): **Feb 2017**


Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 2 DE: 2

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.

TIPO DE SONDAJE: SPT / CONO DE PECK

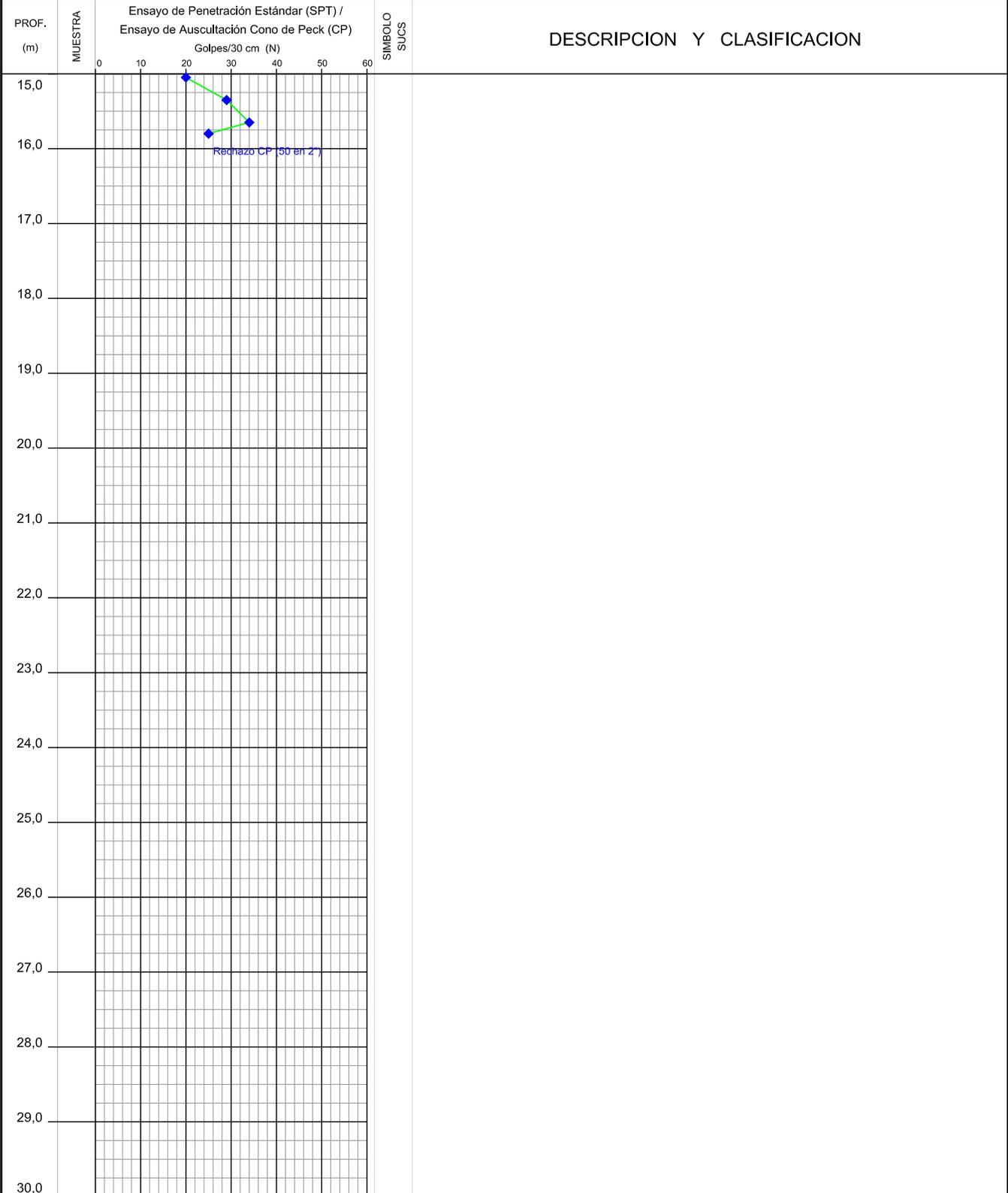
COTA: 4,622.21 msnm

COORDENADAS: 344,693.67 E - 8'780,124.11 N

REGISTRADO: V.Y.

REVISADO: J.M.

FECHA (INICIO/FIN): Feb 2017



Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CLIENTE: **COMPAÑÍA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

HOJA: 1 DE: 1

 PROYECTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA ZONA OESTE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN.**

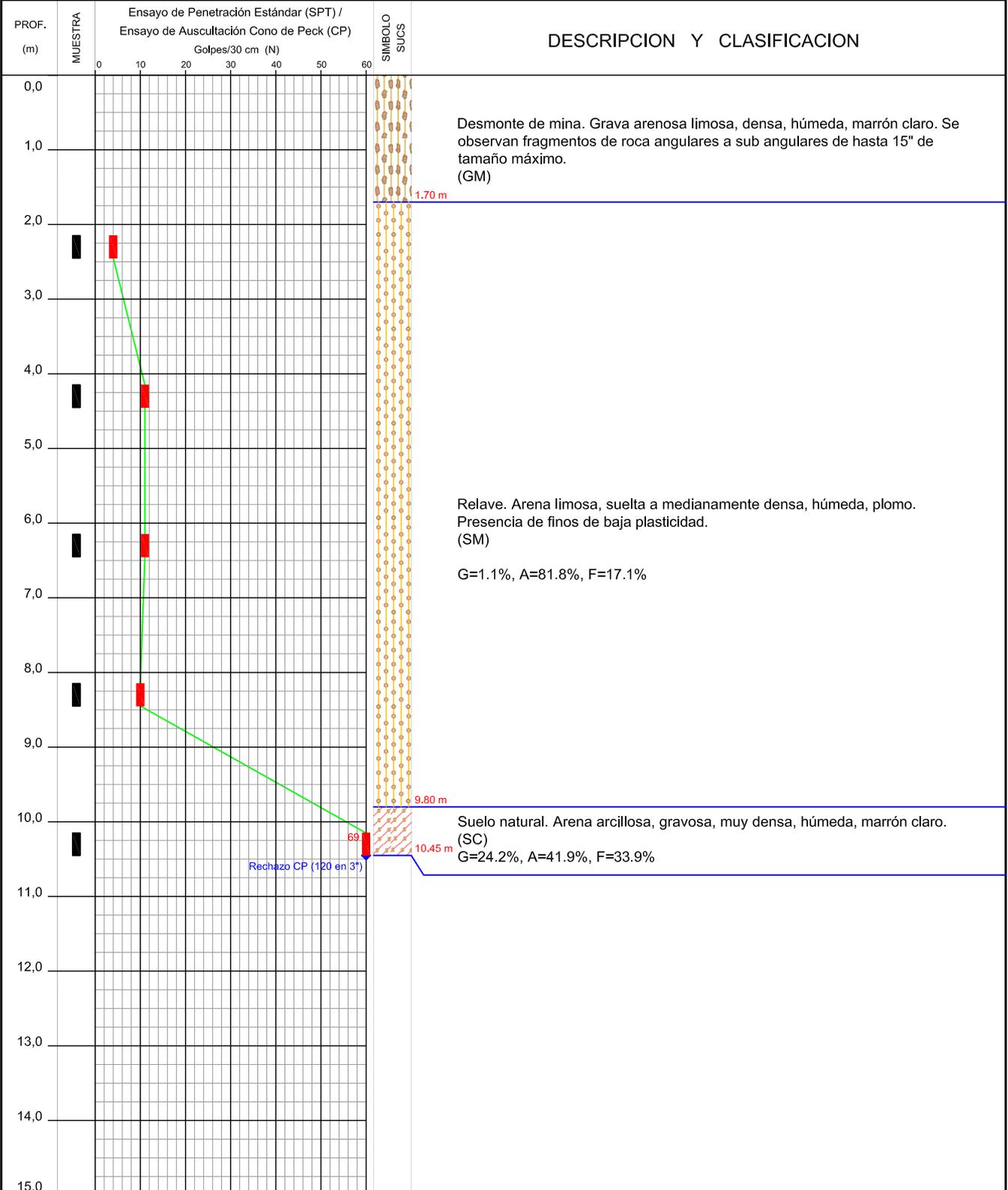
 TIPO DE SONDAJE: **SPT / CONO DE PECK**

 COTA: **4,621.77 msnm**

 COORDENADAS: **344,740.02 E - 8'780,099.13 N**

 REGISTRADO: **V.Y.**

 REVISADO: **J.M.**

 FECHA (INICIO/FIN): **Feb 2017**


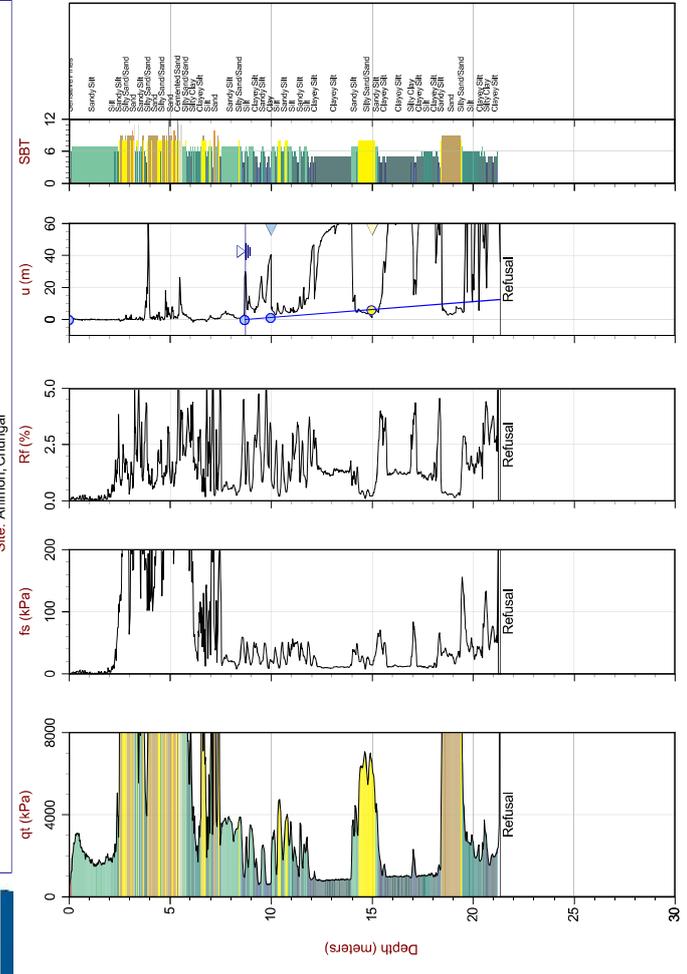
Ensayo de Auscultación Cono Peck (CP)

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

CONE PENETRATION TEST SUMMARY

Sounding ID	File Name	Date	Cone	Assumed Phreatic Surface ¹ (m)	Final Depth (m)	Northing ² (m)	Easting (m)	Refer to Notation Number
SCPT16-01	16-72007_SP01	22-Dec-2016	433:11500F15U500		7.200	8780426	344980	3
SCPT16-01B	16-72007_SP01B	22-Dec-2016	433:11500F15U500		4.225	8780427	344981	3
SCPT16-01C	16-72007_SP01C	22-Dec-2016	373:11500F15U500	8.7	21.350	8780425	344979	
SCPT16-02	16-72007_SP02	23-Dec-2016	373:11500F15U500	7.3	16.450	8780442	344984	
SCPT16-03	16-72007_SP03	22-Dec-2016	433:11500F15U500	6.1	25.250	8780401	344954	

1. The assumed phreatic surface was based on pore pressure dissipation tests. Hydrostatic conditions were assumed for the calculated parameters.
 2. Coordinates were collected with a consumer grade GPS device in datum PSAD56.
 3. No phreatic surface was assumed.



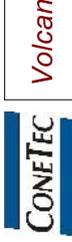
Max Depth: 21.350 m / 70.05 ft
 Depth to Tip: 21.350 m / 70.05 ft
 Avg Int. Friction Point
 Equilibrium Pore Pressure (Ueq)
 The reported coordinates were acquired from consumer grade GPS equipment and are only approximate locations.

Fig: 16-72007_SP01C.COR
 UnitWt: SBT Zones

SBT: Rejection and Campanelli 1986
 Cone: PSAD56N:0704ZONE:344979m
 Sheet No: 4 of 11



Job No: 16-72007
 Client: Volcan Compania Minera S.A.A.
 Project: Animon, Chungar
 Start Date: 22-Dec-2016
 End Date: 23-Dec-2016

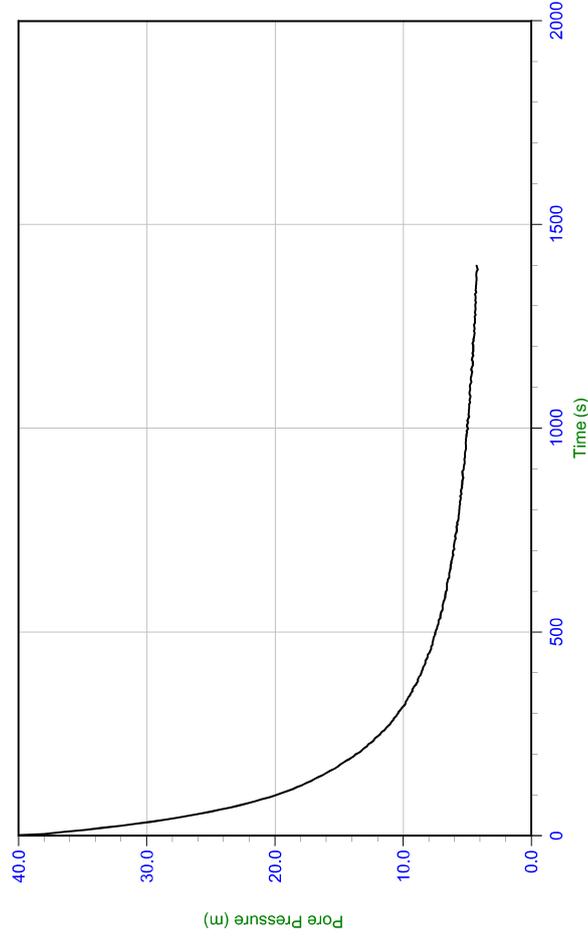


Job No: 16-72007
 Date: 12/22/2016 18:44
 Site: Animon, Chungar
 Sounding: SCPT16-01C
 Cone: 373.11500F15U500 Area=15 cm²

CPTU PORE PRESSURE DISSIPATION SUMMARY

Sounding ID	File Name	Cone Area (cm ²)	Duration (s)	Test Depth (m)	Estimated Equilibrium Pore Pressure U _{eq} (m)	Calculated Phreatic Surface (m)	Estimated Phreatic Surface (m)	t ₅₀ ^a (s)	Assumed Rigidity Index (I _r)	c _p ^b (cm ² /min)
SCPT16-01	16-72007_SP01	15	100	6.000	0.0					
SCPT16-01B	16-72007_SP01B	15	380	4.225	0.0					
SCPT16-01C	16-72007_SP01C	15	1400	10.000	1.3	8.7	8.7	89	100	7.9
SCPT16-01C	16-72007_SP01C	15	36190	15.000	6.3	8.7				
SCPT16-02	16-72007_SP02	15	350	10.000	2.7	7.3				
SCPT16-02	16-72007_SP02	15	95	11.250	3.6	7.6				
SCPT16-02	16-72007_SP02	15	900	15.000	7.7	7.3	7.3	641	100	1.1
SCPT16-03	16-72007_SP03	15	95	5.650	0.0					
SCPT16-03	16-72007_SP03	15	1100	10.000	3.9	6.1				
SCPT16-03	16-72007_SP03	15	15750	15.000	8.9	6.1	6.1	301	100	2.3

a. Time is relative to where umax occurred
 b. Houlsby and Teh, 1991



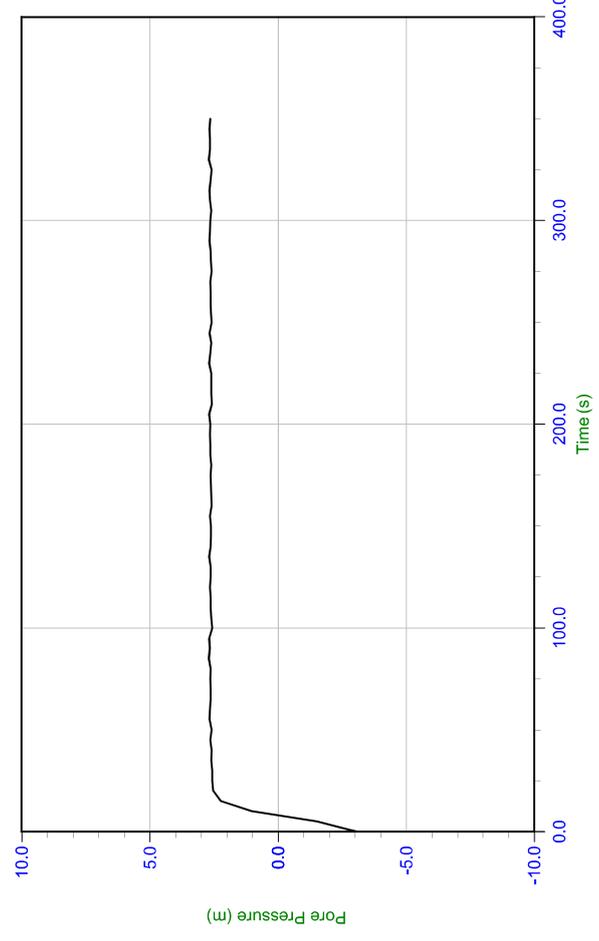
Trace Summary: File name: 16-72007_SP01C.PPF U Min: 4.2 m U Max: 41.0 m
 Depth: 10.000 m / 32.808 ft U(60): 21.13 m
 Duration: 1400.0 s WT: 8.717 m / 28.599 ft T(60): 89.4 s
 Ir: 100 Ueq: 1.3 m Ch: 7.9 sq cm/min



Job No: 16-72007
 Date: 12/23/2016 10:51
 Site: Anrimon, Chungar

Sounding: SCPT16-02
 Cone: 373.11500F15U500 Area=15 cm²

Volcan



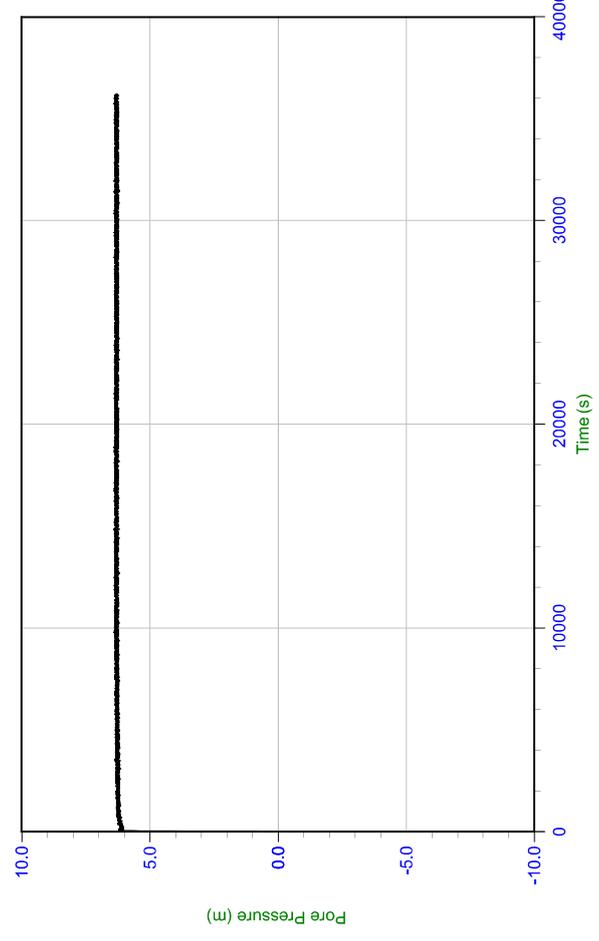
Trace Summary: Filename: 16-72007_SF02.PPF U Min: -3.1 m WT: 7.331 m / 24.052 ft
 Depth: 10.000 m / 32.808 ft U Max: 2.7 m Ueq: 2.7 m
 Duration: 350.0 s



Job No: 16-72007
 Date: 12/22/2016 18:44
 Site: Anrimon, Chungar

Sounding: SCPT16-01C
 Cone: 373.11500F15U500 Area=15 cm²

Volcan



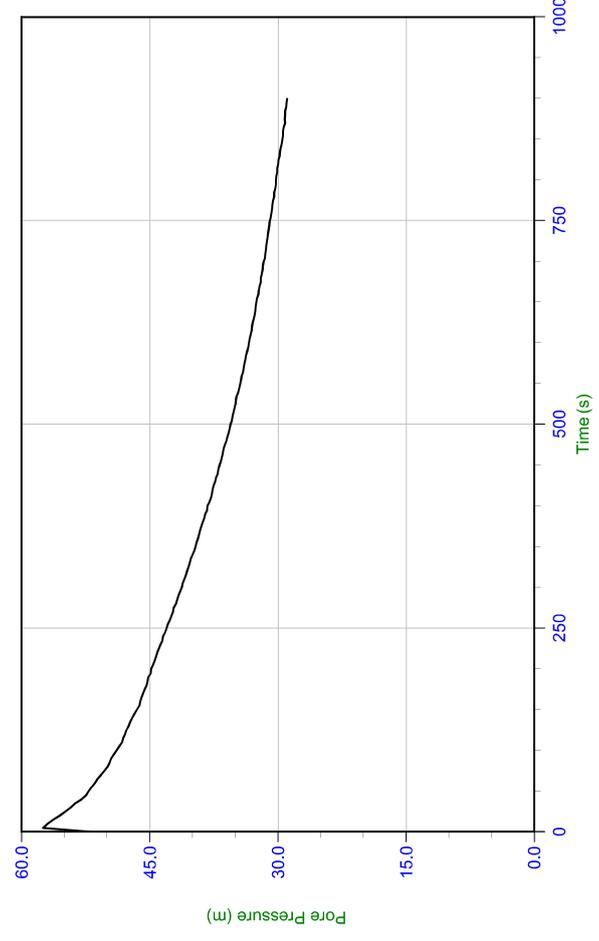
Trace Summary: Filename: 16-72007_SF01C.PPF U Min: 0.8 m WT: 8.717 m / 28.599 ft
 Depth: 15.000 m / 49.212 ft U Max: 6.4 m Ueq: 6.3 m
 Duration: 36190.0 s



Volcan

Job No: 16-72007
Date: 12/23/2016 10:51
Site: Antimon, Chungar

Sounding: SCPT16-02
Cone: 373.11500F15U500 Area=15 cm²



Trace Summary:
Filename: 16-72007_SP02.PPF
Depth: 15.000 m / 49.212 ft
Duration: 900.0 s

U Min: 28.9 m
U Max: 57.5 m
U(50): 32.58 m

WT: 7.331 m / 24.052 ft
Ueq: 7.7 m
U(50): 32.58 m

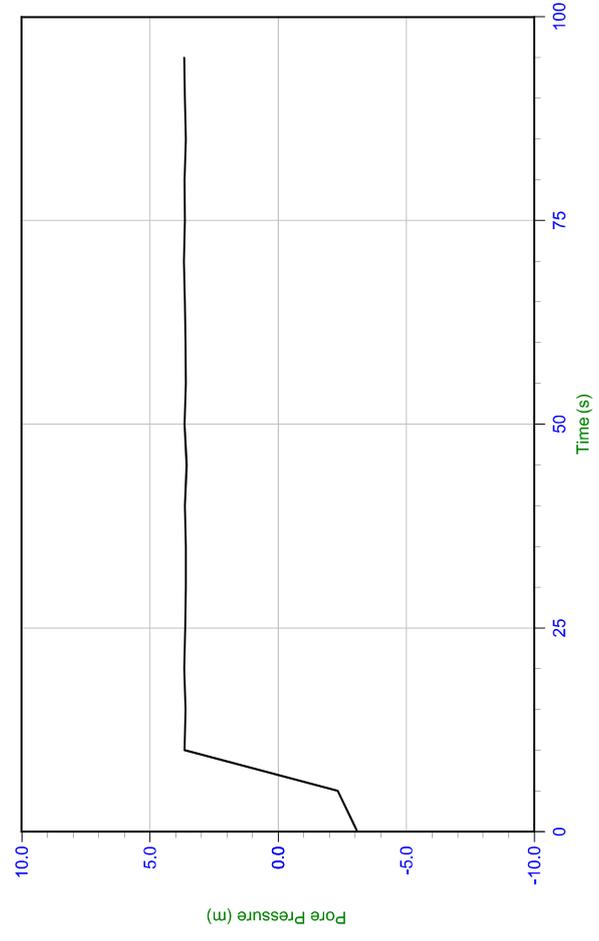
T(50): 641.4 s
I: 100
Ch: 1.1 sq cm/min



Volcan

Job No: 16-72007
Date: 12/23/2016 10:51
Site: Antimon, Chungar

Sounding: SCPT16-02
Cone: 373.11500F15U500 Area=15 cm²



Trace Summary:
Filename: 16-72007_SP02.PPF
Depth: 11.250 m / 36.909 ft
Duration: 95.0 s

U Min: -3.1 m
U Max: 3.7 m
U(50): 3.6 m

WT: 7.648 m / 25.092 ft
Ueq: 3.6 m

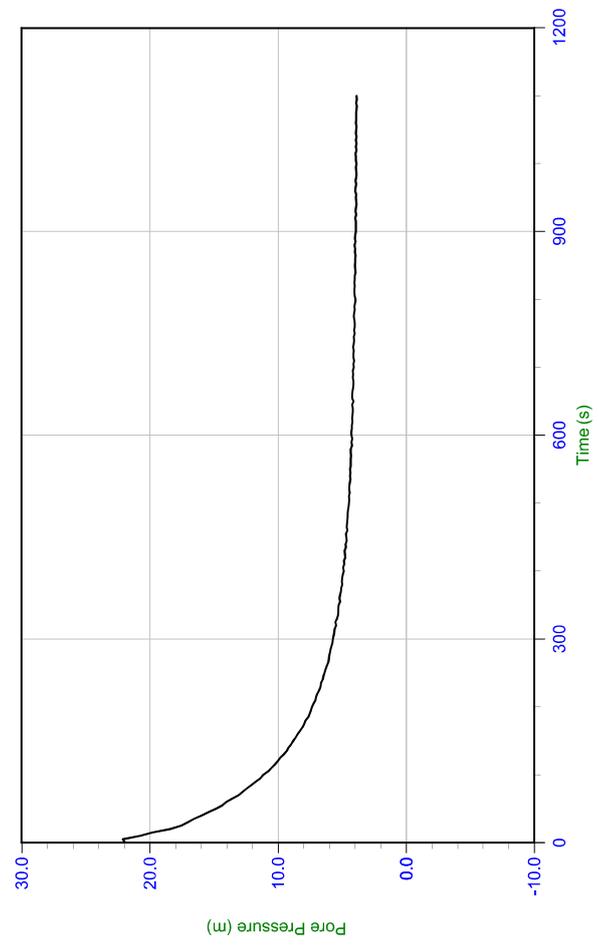
T(50): 641.4 s
I: 100
Ch: 1.1 sq cm/min



Job No: 16-72007
 Date: 12/22/2016 11:44
 Site: Animon, Chungar

Sounding: SCPT16-03
 Cone: 433.T1500F15U500 Area=15 cm²

Volcan



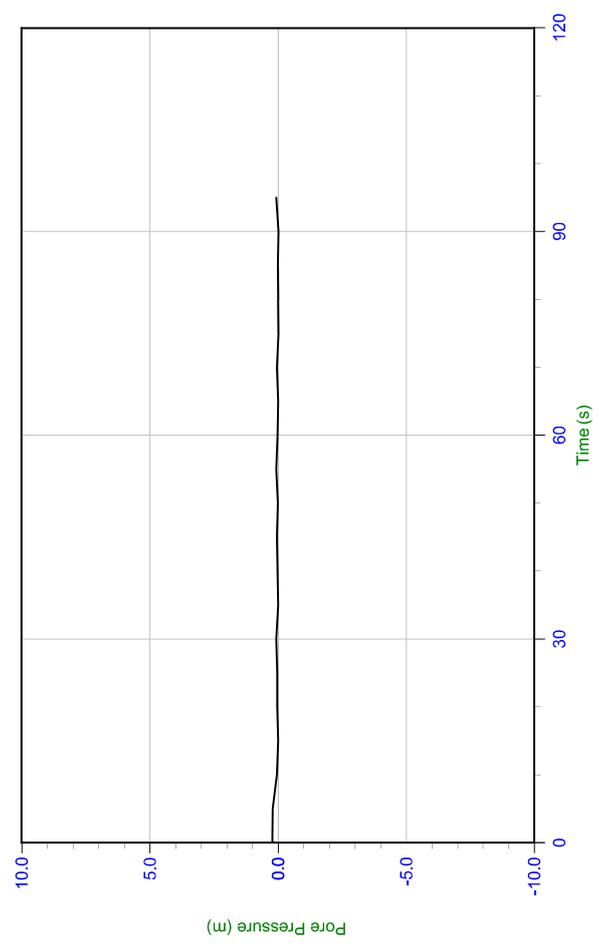
Trace Summary: Filename: 16-72007_SP03.PPF U Min: 3.8 m WT: 6.101 m / 20.016 ft
 Depth: 10.000 m / 32.808 ft U Max: 22.1 m Ueq: 3.9 m
 Duration: 1100.0 s



Job No: 16-72007
 Date: 12/22/2016 11:44
 Site: Animon, Chungar

Sounding: SCPT16-03
 Cone: 433.T1500F15U500 Area=15 cm²

Volcan



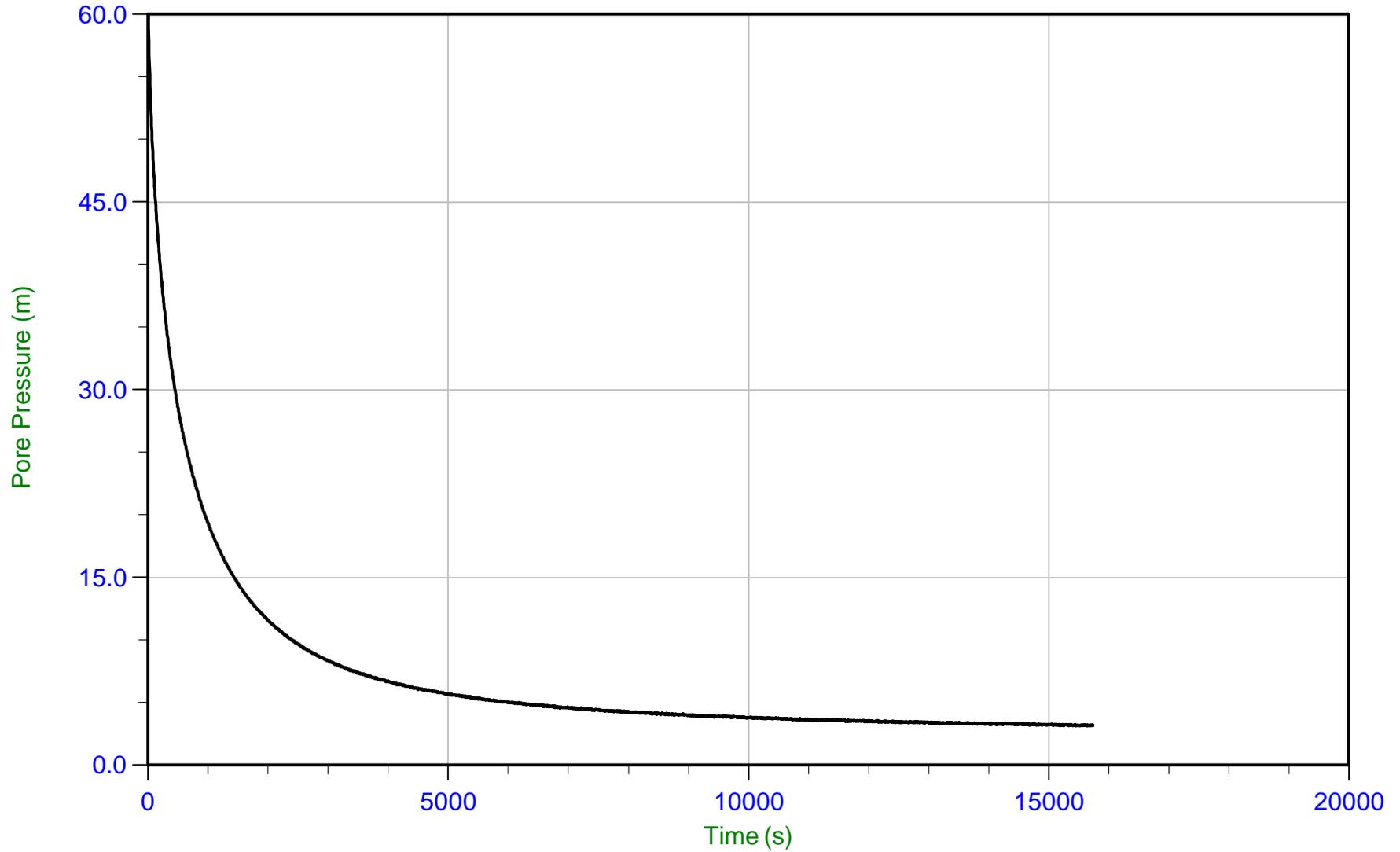
Trace Summary: Filename: 16-72007_SP03.PPF U Min: -0.0 m WT: 5.650 m / 18.537 ft
 Depth: 5.650 m / 18.537 ft U Max: 0.2 m Ueq: 0.0 m
 Duration: 95.0 s



Volcan

Job No: 16-72007
Date: 12/22/2016 11:44
Site: Animon, Chungar

Sounding: SCPT16-03
Cone: 433:T1500F15U500 Area=15 cm²



Trace Summary: Filename: 16-72007_SP03.PPF U Min: 3.1 m WT: 6.101 m / 20.016 ft T(50): 301.3 s
 Depth: 15.000 m / 49.212 ft U Max: 62.1 m Ueq: 8.9 m Ir: 100
 Duration: 15750.0 s U(50): 35.49 m Ch: 2.3 sq cm/min

ANEXO 02

Ensayos de Laboratorio

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

(ASTM - D3080)

Informe : LG17-045
 Solicitante : SRK CONSULTING (PERÚ) S. A.
 Proyecto : Depósito de Relaves Animon - Cía Minera Chungar S. A. C.

Fecha : Abril, 2017

Ubicación : Prov. Huayllay, Dpto. Pasco

Sondaje : Mezcla (C-7 y SPT) Velocidad : 0.50 mm/min
 Muestra : --- AASHTO : A-2-4 (0)
 Prof. (m) : 8.00 - 8.45 SUCS : SM / Arena limosa
 Estado : Remoldeado Hoja : 1 de 4

ESFUERZO NORMAL : 1 kg/cm²**Datos del espécimen**

Diámetro : 6 cm
 Altura : 2 cm

Contenido de humedad

Humedad : 14 %

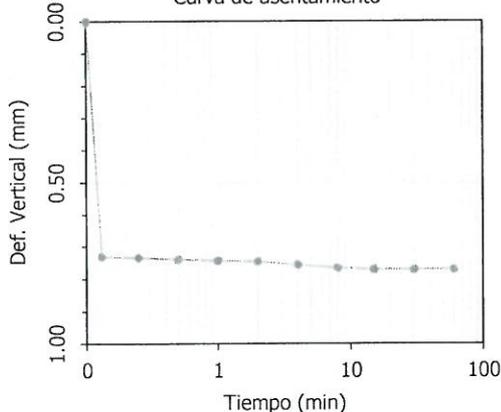
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	20.000	1.700
0.13	0.730	19.270	1.765
0.25	0.733	19.267	1.765
0.5	0.738	19.262	1.765
1	0.742	19.258	1.766
2	0.745	19.255	1.766
4	0.755	19.245	1.767
8	0.765	19.235	1.768
15	0.770	19.230	1.768
30	0.770	19.230	1.768
60	0.770	19.230	1.768

Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación			Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)	Altura (mm)		Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	19.230	1.768	0.000	0.000
0.05	0.005	19.225	1.769	0.129	0.129
0.10	0.010	19.220	1.769	0.163	0.163
0.20	0.015	19.215	1.770	0.180	0.180
0.35	0.020	19.210	1.770	0.215	0.215
0.50	0.030	19.200	1.771	0.258	0.258
0.75	0.055	19.175	1.773	0.288	0.288
1.00	0.080	19.150	1.776	0.301	0.301
1.25	0.110	19.120	1.778	0.309	0.309
1.50	0.132	19.098	1.780	0.327	0.327
1.75	0.160	19.070	1.783	0.335	0.335
2.00	0.185	19.045	1.785	0.335	0.335
2.50	0.220	19.010	1.789	0.344	0.344
3.00	0.240	18.990	1.791	0.357	0.357
3.50	0.260	18.970	1.792	0.365	0.365
4.00	0.290	18.940	1.795	0.365	0.365
4.50	0.320	18.910	1.798	0.374	0.374
5.00	0.350	18.880	1.801	0.387	0.387
6.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438
7.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438
8.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438
9.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438
10.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438
11.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438
12.00	0.385	18.845	1.804	0.438	0.438

Curva de asentamiento

**Observación :**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 14.0%, densidad seca = 1.70g/cm³. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú
 Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / Central Telefónica: (+51)1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4820804 / Celular: 951694234.
 Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>



DAVID LUNA DURÁN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43988
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

(ASTM - D3080)

Informe : LG17-045

Fecha : Abril, 2017

Solicitante : SRK CONSULTING (PERÚ) S. A.

Proyecto : Depósito de Relaves Animon - Cía Minera Chungar S. A. C.

Ubicación : Prov. Huayllay, Dpto. Pasco

Sondaje : Mezcla (C-7 y SPT)

Velocidad : 0.50 mm/min

Muestra : ---

AASHTO : A-2-4 (0)

Prof. (m) : 8.00 - 8.45

SUCS : SM / Arena limosa

Estado : Remoldeado

Hoja : 2 de 4

ESFUERZO NORMAL : 2 kg/cm²**Datos del espécimen**

Diámetro : 6 cm

Altura : 2 cm

Contenido de humedad

Humedad : 14 %

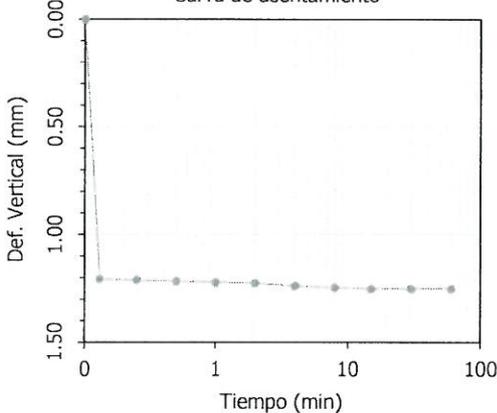
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	20.000	1.700
0.13	1.205	18.795	1.809
0.25	1.210	18.790	1.810
0.5	1.215	18.785	1.810
1	1.220	18.780	1.811
2	1.224	18.776	1.811
4	1.237	18.763	1.812
8	1.244	18.756	1.813
15	1.250	18.750	1.813
30	1.250	18.750	1.813
60	1.250	18.750	1.813

Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	18.750	1.813	0.000	0.000
0.05	0.030	18.720	1.816	0.101	0.051
0.10	0.080	18.670	1.821	0.135	0.067
0.20	0.110	18.640	1.824	0.189	0.094
0.35	0.130	18.620	1.826	0.229	0.115
0.50	0.160	18.590	1.829	0.280	0.140
0.75	0.180	18.570	1.831	0.371	0.185
1.00	0.200	18.550	1.833	0.405	0.202
1.25	0.230	18.520	1.836	0.438	0.219
1.50	0.250	18.500	1.838	0.496	0.248
1.75	0.280	18.470	1.841	0.506	0.253
2.00	0.320	18.430	1.845	0.529	0.265
2.50	0.350	18.400	1.848	0.566	0.283
3.00	0.380	18.370	1.851	0.624	0.312
3.50	0.410	18.340	1.854	0.708	0.354
4.00	0.435	18.315	1.857	0.759	0.379
4.50	0.470	18.280	1.860	0.802	0.401
5.00	0.500	18.250	1.863	0.833	0.416
6.00	0.530	18.220	1.866	0.900	0.450
7.00	0.575	18.175	1.871	0.927	0.464
8.00	0.600	18.150	1.873	0.927	0.464
9.00	0.620	18.130	1.875	0.927	0.464
10.00	0.650	18.100	1.879	0.927	0.464
11.00	0.650	18.100	1.879	0.927	0.464
12.00	0.650	18.100	1.879	0.927	0.464

Curva de asentamiento

**Observación :**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 14.0%, densidad seca = 1.70g/cm³. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú

Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / Central Telefónica: (+51)1 481 1070 Anexo 421

(+51) 1 4820804 / Celular: 951694234.

Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DAVID LUNA DURÁN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43988
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO



**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

(ASTM - D3080)

Informe : LG17-045

Fecha : Abril, 2017

Solicitante : SRK CONSULTING (PERÚ) S. A.

Proyecto : Depósito de Relaves Animon - Cía Minera Chungar S. A. C.

Ubicación : Prov. Huayllay, Dpto. Pasco

Sondaje Mezcla (C-7 y SPT)

Velocidad : 0.50 mm/min

Muestra ---

AASHTO : A-2-4 (0)

Prof. (m) 8.00 - 8.45

SUCS : SM / Arena limosa

Estado Remoldeado

Hoja : 3 de 4

ESFUERZO NORMAL : 4 kg/cm²**Datos del espécimen**

Diámetro : 6 cm

Altura : 2 cm

Contenido de humedad

Humedad : 14 %

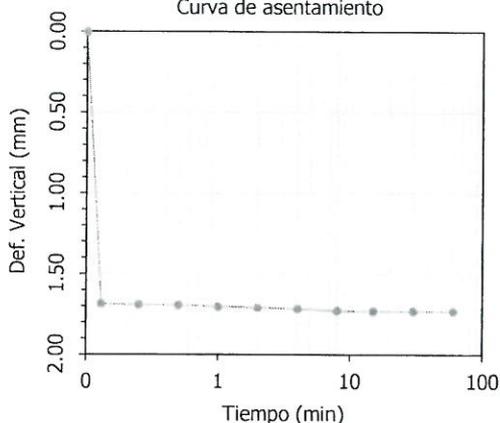
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	20.000	1.700
0.13	1.685	18.315	1.857
0.25	1.690	18.310	1.857
0.5	1.693	18.307	1.857
1	1.702	18.298	1.858
2	1.708	18.292	1.859
4	1.714	18.286	1.859
8	1.727	18.273	1.861
15	1.730	18.270	1.861
30	1.730	18.270	1.861
60	1.730	18.270	1.861

Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	18.270	1.861	0.000	0.000
0.05	0.122	18.148	1.874	0.219	0.055
0.10	0.050	18.220	1.866	0.274	0.069
0.20	0.087	18.183	1.870	0.357	0.089
0.35	0.120	18.150	1.873	0.466	0.117
0.50	0.150	18.120	1.877	0.521	0.130
0.75	0.175	18.095	1.879	0.631	0.158
1.00	0.220	18.050	1.884	0.713	0.178
1.25	0.250	18.020	1.887	0.823	0.206
1.50	0.275	17.995	1.890	0.905	0.226
1.75	0.310	17.960	1.893	0.968	0.242
2.00	0.350	17.920	1.897	1.043	0.261
2.50	0.410	17.860	1.904	1.180	0.295
3.00	0.440	17.830	1.907	1.289	0.322
3.50	0.470	17.800	1.910	1.413	0.353
4.00	0.500	17.770	1.913	1.482	0.370
4.50	0.540	17.730	1.918	1.528	0.382
5.00	0.580	17.690	1.922	1.619	0.405
6.00	0.620	17.650	1.926	1.756	0.439
7.00	0.650	17.620	1.930	1.866	0.466
8.00	0.700	17.570	1.935	1.948	0.487
9.00	0.740	17.530	1.940	2.030	0.508
10.00	0.780	17.490	1.944	2.030	0.508
11.00	0.780	17.490	1.944	2.030	0.508
12.00	0.780	17.490	1.944	2.030	0.508

Curva de asentamiento

**Observación :**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 14.0%, densidad seca = 1.70g/cm³. Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú

Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / Central Telefónica: (+51)1 481 1070 Anexo 421

(+51) 1 4820804 / Celular: 951694234.

Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>

DAVID LUNA DURÁN

INGENIERO CIVIL - CIP 43988

JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

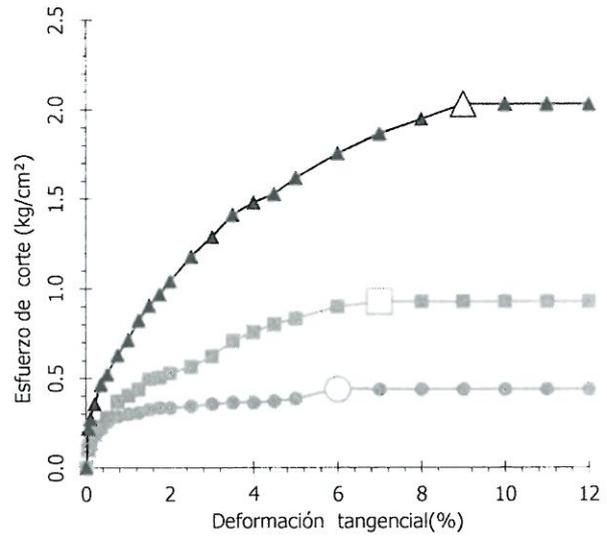
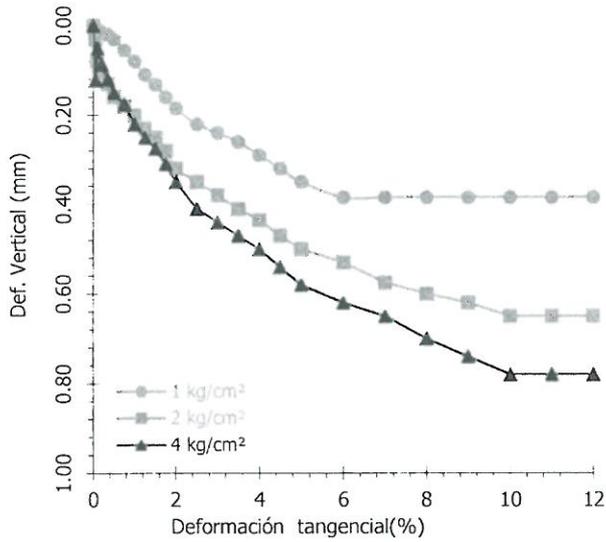
Informe : LG17-045
Solicitante : SRK CONSULTING (PERÚ) S. A.
Proyecto : Depósito de Relaves Animon - Cía Minera Chungar S. A. C.

Fecha : Abril, 2017

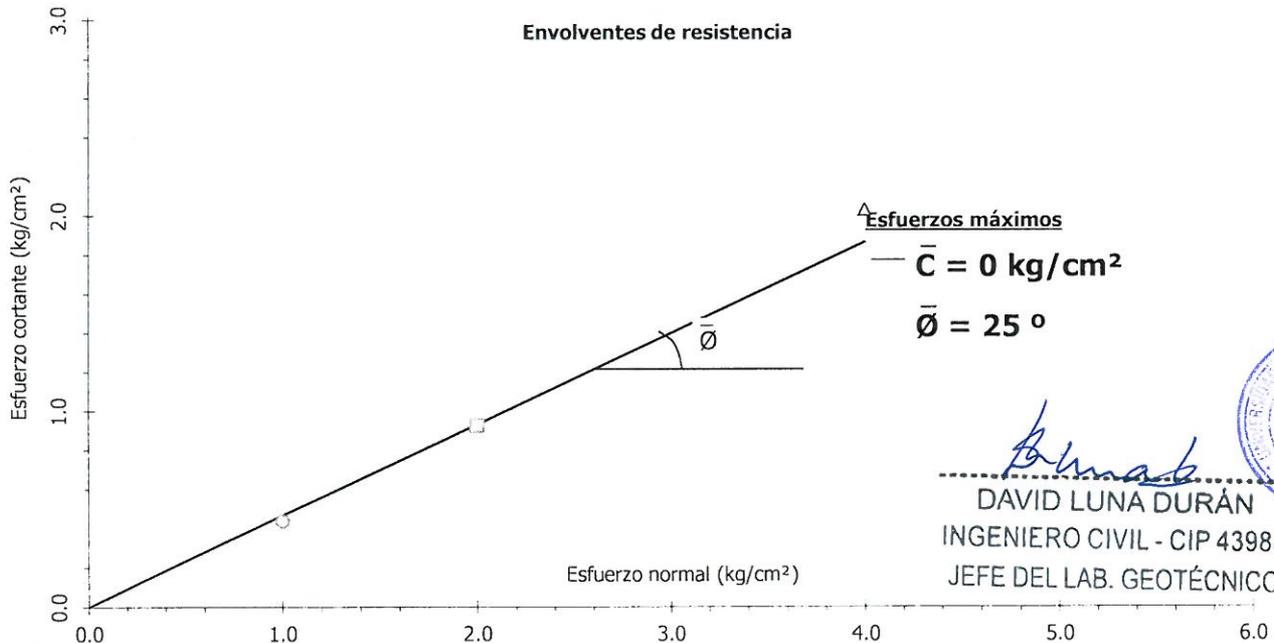
Ubicación : Prov. Huayllay, Dpto. Pasco

Sondaje : Mezcla (C-7 y SPT)
Muestra : ---
Prof. (m) : 8.00 - 8.45
Estado : Remoldeado
Velocidad : 0.50 mm/min
AASHTO : A-2-4 (0)
SUCS : SM / Arena limosa
Hoja : 4 de 4

Aplicación del esfuerzo cortante



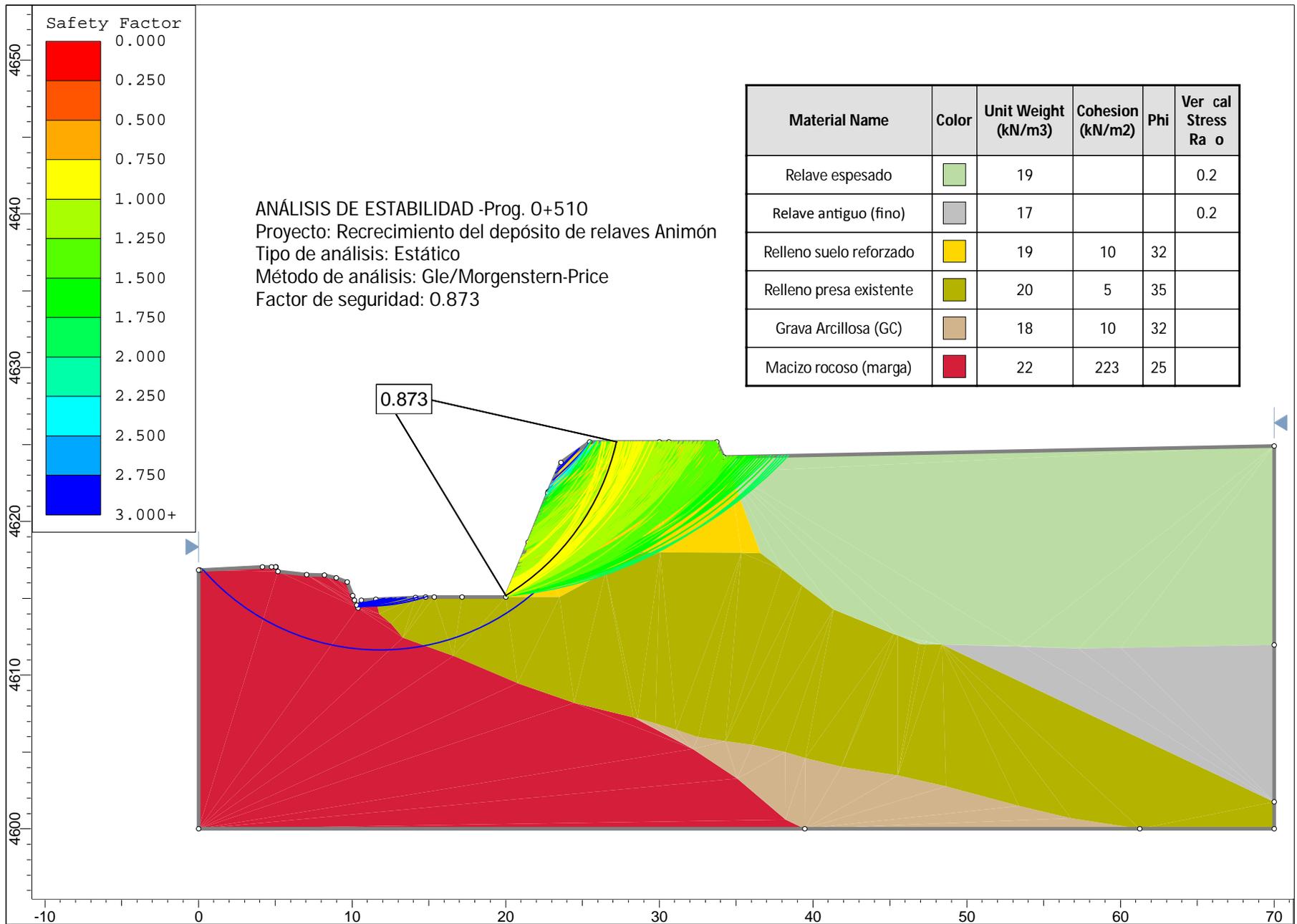
Envolturas de resistencia

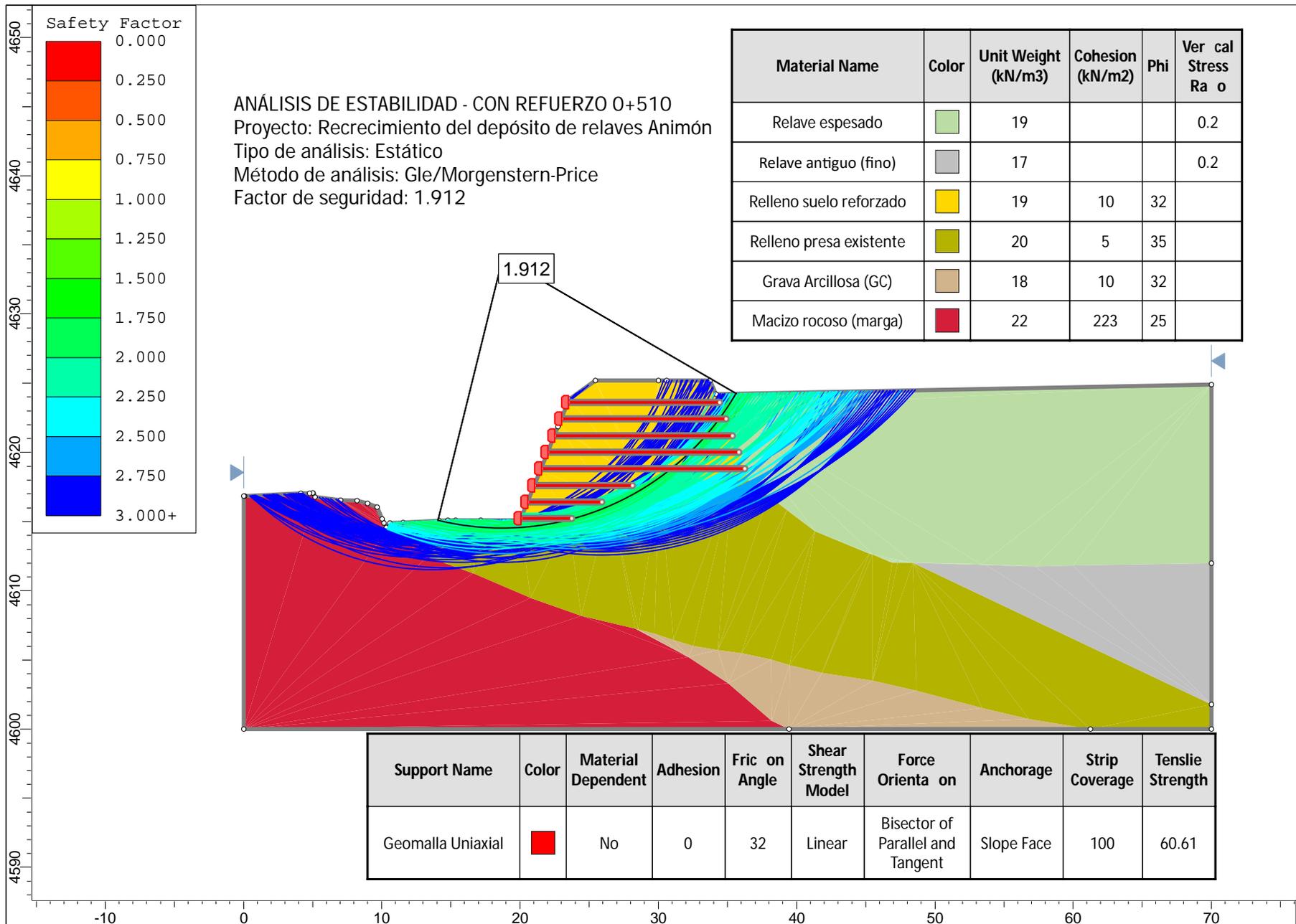


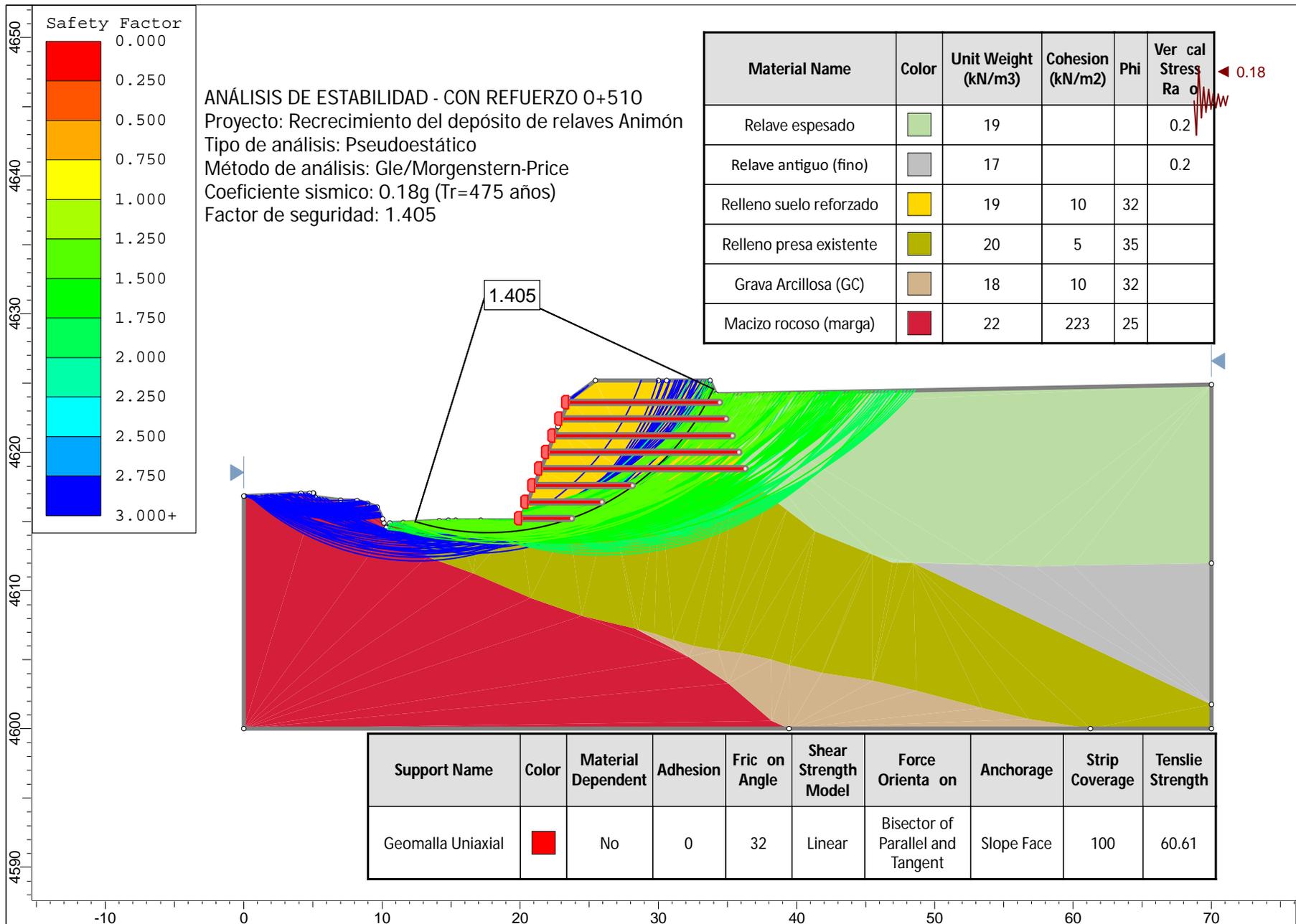
Signature and stamp of David Luna Durán, Ingeniero Civil - CIP 43988, Jefe del Lab. Geotécnico.

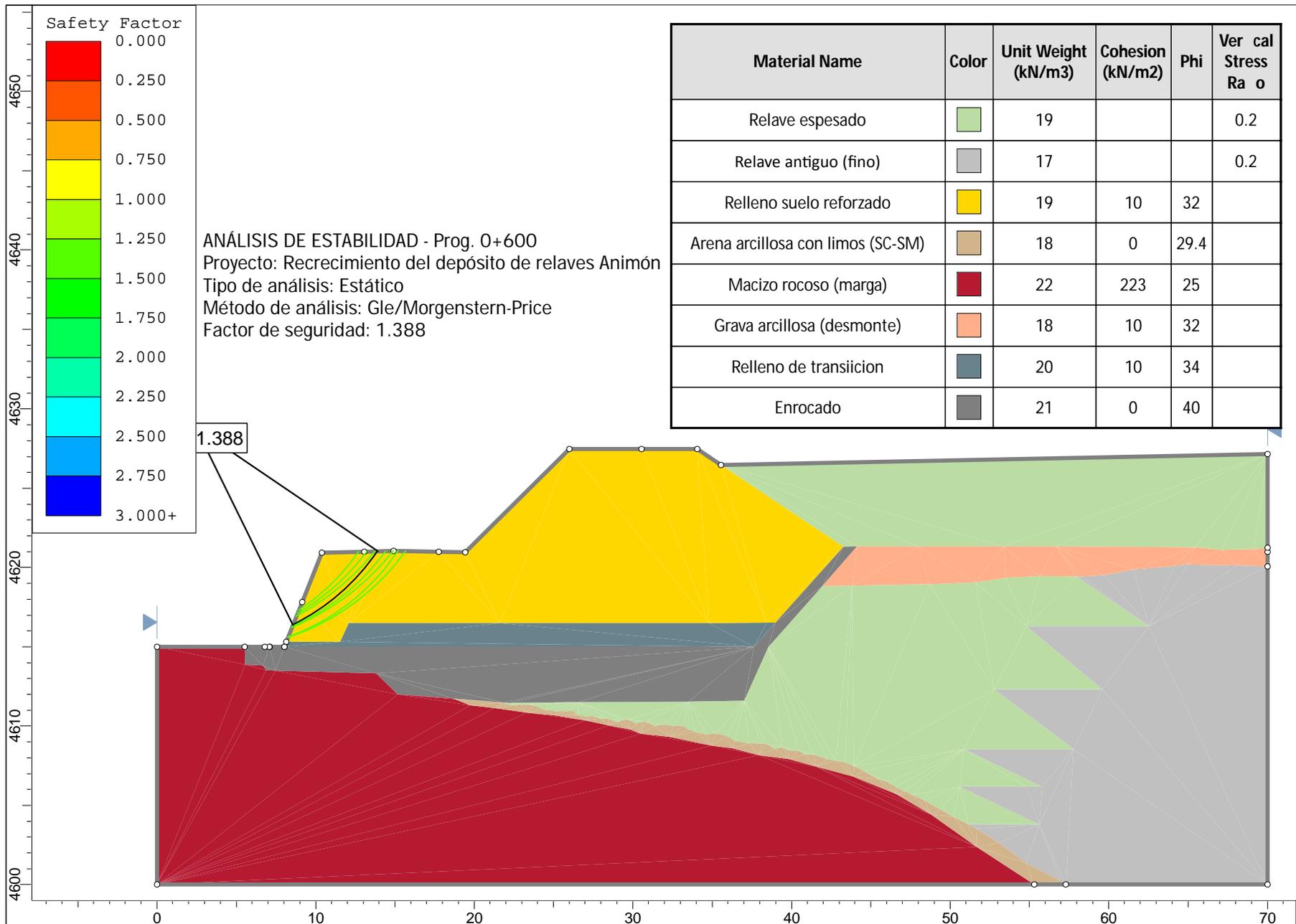
ANEXO 03

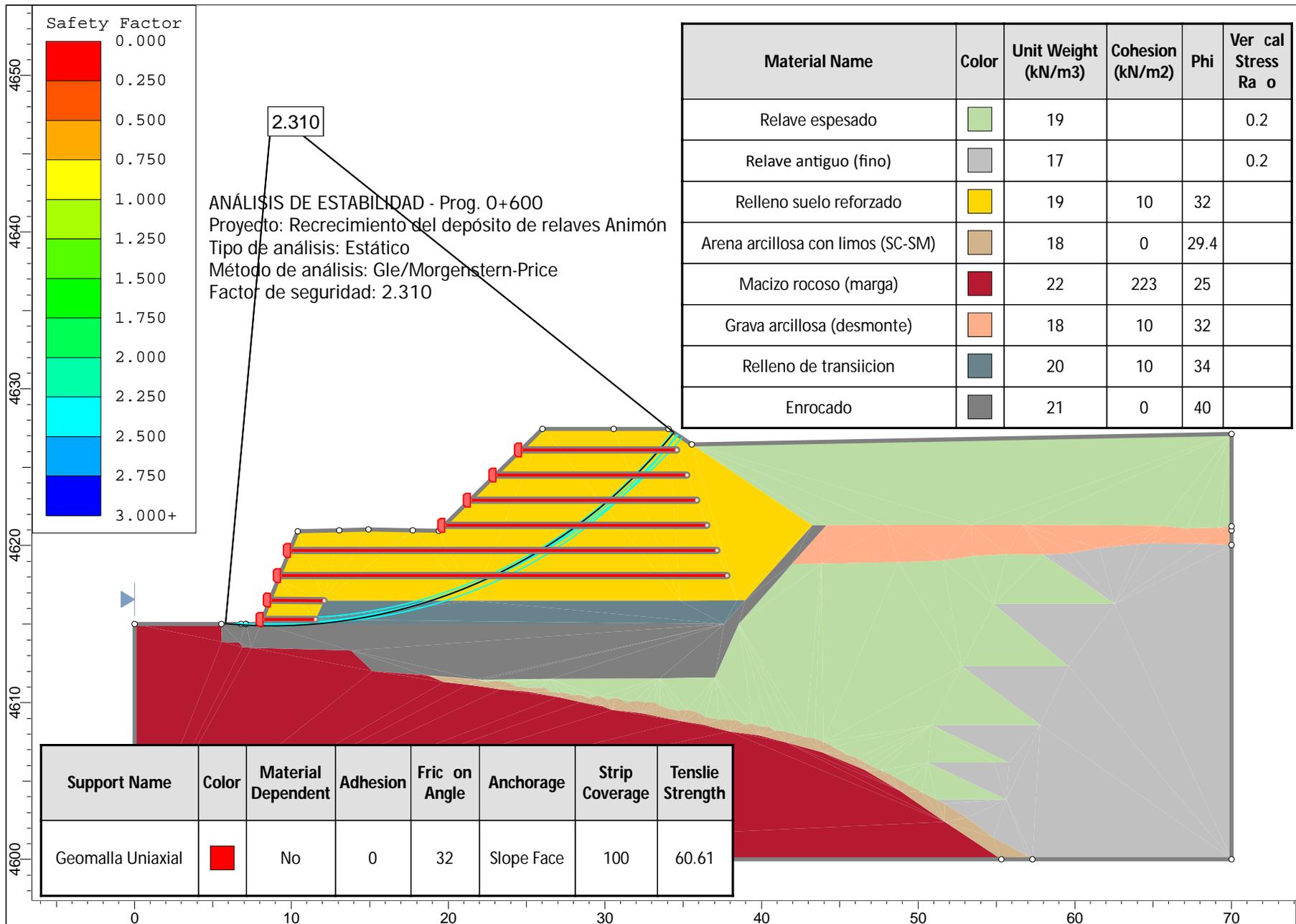
Verificación de estabilidad fiscal

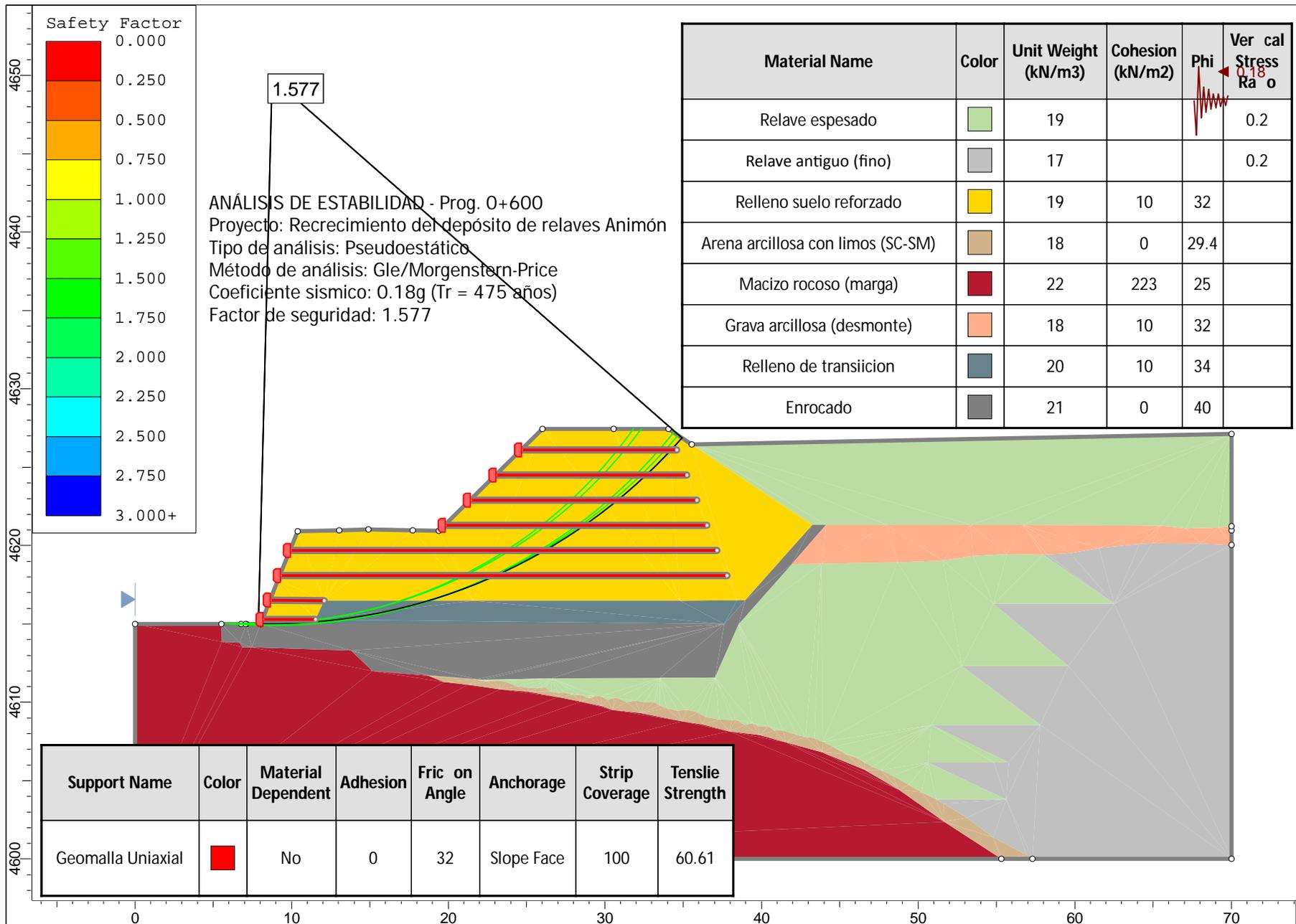












CERTIFICADO DE CALIDAD

Cliente : **COMPAÑIA MINERA CHUNGAR S.A.C.**

Producto : MACGRID WG 200

Factura : 101-0003087

Lote : MACCO 027/16B

O/C : 4000143882

Fecha : 17/07/2017

Resultados de Laboratorio

Propiedades Mecánicas	Método de Ensayo	Unidad	Especificaciones
Resist. Longitudinal a la tracción	ASTM D6637	KN/m	211.98
Resist. Transversal a la tracción	ASTM D6637	KN/m	35.04
Deformación Longitudinal a la rotura	ASTM D6637	%	7.89
Resist. Longitudinal a la tracción 2%	ASTM D6637	KN/m	58.85
Resist. Longitudinal a la tracción 5%	ASTM D6637	KN/m	138.21
Ancho de rollo		m	3.9

Los elementos arriba descritos han sido controlados por el departamento de calidad de Maccaferri America Latina y cumplen con los estándares de las especificaciones del material.



Ing. Maria del Rosario Pella Leyva
Departamento de Calidad

CERTIFICADO DE CALIDAD

Cliente : **COMPAÑIA MINERA CHUNGAR S.A.C**

Producto : Mactex H 40.2

Factura : 101-0003086

Lote : MACCO 010/17

O/C : 4000143882

Fecha : 17/07/2017

Resultados de Laboratorio

Propiedades	Método de Ensayo	Unidad	20/03/17	19/05/17	20/05/17	25/05/17	26/05/17
Mecánicas							
Resistencia a la Tensión	ASTM D 4632	N	736	735	723	755	757
Elongación a la Rotura	ASTM D 4632	%	72	66	71	61	66
Resistencia al Punzonamiento CBR	ASTM D 6241	KN	1.52	1.61	1.54	1.64	1.74
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4533	N	471	457	442	423	423
Físico							
Gramaje	ASTM D 5261	g/m ²	211	219	217	219	218

Hidráulicas

Permisividad	ASTM D 4491	s ⁻¹	2.06	1.53	1.60	1.60	1.60
--------------	-------------	-----------------	------	------	------	------	------

Los elementos arriba descritos han sido controlados por el departamento de calidad de Maccaferri America Latina y cumplen con los estándares de las especificaciones del material.



Ing. Maria del Rosario Pella Leyva
Departamento de Calidad

CERTIFICADO DE CALIDAD

Cliente : COMPAÑIA MINERA CHUNGAR S.A.C
 Producto : MACMAT R3 004 GRE 2 X 50
 Factura : 101-0003085
 Lote : MACCO 007/17
 O/C : 4000143882
 Fecha : 15/07/2017

Resultados de Laboratorio

Propiedades Mecánicas	ASTM	Especificación	Unidad	11/05/17	17/05/17	18/05/17	29/05/17	30/05/17
Resistencia a la Tracción Longitudinal	D 4595	>= 4	KN/m	4.15	4.15	4.15	4.15	4.15
Resistencia a la Tracción Transversal	D 4595	>= 3	KN/m	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
Características Físicas	ASTM	Especificación	Unidad	11/05/17	17/05/17	18/05/17	29/05/17	30/05/17
Espesor	D 5199	15	mm	15	15	15	15	15
Gramaje	D 5261	400	g/m ²	415	404	435	455	437

Los elementos arriba descritos han sido controlados por el departamento de calidad de Maccaferri America Latina y cumplen con los estándares de las especificaciones del material.



Ing. Maria del Rosario Pella Leyva
Departamento de Calidad

CERTIFICADO DE CALIDAD

Cliente : COMPAÑIA MINERA CHUNGAR
 Producto : MacGrid EGB 30
 Factura : 101-0003084
 Lote : MACCO 001/17
 O/C : 4000143882
 Fecha : 15/07/2017

Resultados de Laboratorio

Propiedades Mecánicas	Método de Ensayo	Unidad	Valor
Resist. Longitudinal a la tracción	ASTM D6637-A	KN/m	30.37
Resist. Transversal a la tracción	ASTM D6637-A	KN/m	30.34
Deformación Longitudinal a la rotura	ASTM D6637-A	%	12.36
Deformación Transversal a la rotura	ASTM D6637-A	%	9.30
Resist. Longitudinal a la tracción 2%	ASTM D6637-A	KN/m	10.98
Resist. Transversal a la tracción 2%	ASTM D6637-A	KN/m	11.20
Resist. Longitudinal a la tracción 5%	ASTM D6637-A	KN/m	21.73
Resist. Transversal a la tracción 5%	ASTM D6637-A	KN/m	21.74

Los elementos arriba descritos han sido controlados por el departamento de calidad de Maccaferri America Latina y cumplen con los estándares de las especificaciones del material



Ing. Maria del Rosario Pella Leyva
Departamento de Calidad

ANEXO 04

Panel Fotográfico



Foto N° 01.- Vista de la Excavación e eliminación del relave existente (relave antiguo) en la zona donde se realizara la cimentación del estribo oeste de la progresiva 0+550 a 0+700, se profundiza hasta conseguir un terreno competente.



Foto N° 02.- Vista el enrocado parte de la cimentación del estribo oeste, que va de la progresiva 0+550 a 0+620 alcanzando la cota 4615.0msnm.



Foto N° 03.- Construcción de un sistema de drenaje (subdren con ramales) nivel del enrocado, de la progresiva 0+560 a 0+660, con una evacuación igual a 1.5%.



Foto N° 04.- El sistema de subdrenaje consiste esta conformado por un red principal y ramificaciones empleando tubería perforada de 8", filtro estas envueltas en geotextil no tejido.



Foto N° 05.- Vista de los trabajos de control topográfico permanente en la conformación de refuerzo de talud usando geosinteticos (geotextil, geomanto y geomalla biaxial) con una inclinación de 0.4H:1V.



Foto N° 06.- Trabajos de despliegue de geomalla uniaxial y el encostado de material GC-GP, para ser colocados en el extremo de la plataforma (vía nacional) con el propósito inicial, de retener el material cuando esta es colocado.



Foto N° 07.- Vista de la verificación de longitud de empotramiento 1.20 m (geomalla biaxial) para el refuerzo de talud, que va de la progresiva 0+575 a 0+612, se traslaparon 15 cm por panel como buena práctica. La geomalla biaxial conjuntamente con el geomanto envuelven 03 capas (1.20 m) compactadas cada una de estas capas esta reforzada con geotextil no tejido.



Foto N° 08.- Vista de la realización de los ensayos de campo (reemplazo por agua ASTM D5030), empleando equipos y herramientas de acuerdo a la norma, sujetas a una frecuencia de ensayos de acuerdo a la ingeniería para un espesor de capa de 40 cm, con ello obteniendo densidades insitu que para su aprobación tendrían que superar 95% de grado de compactación.



Foto N° 09.- Conformación del refuerzo de talud para la vía nacional, capas compactas más geosintéticos de refuerzo y protección. El personal que piso estuvo en todo momento anclado en un alineo de vía por trabajos en altura.



Foto N° 10.- Conformación del refuerzo de taludes, progresiva 0+490 a 0+573, zona angosta por la por la colindancia de la vía nacional y el laboratorio químico; el inicio del despliegue de geomalla uniaxial tejido de dio en la cota 4614 msnm.



Foto N° 11.- Vista de los trabajos de conformación del refuerzo de talud (0.4H:1V) agua bajo con el uso de geosintéticos conjuntamente geomalla uniaxial para el refuerzo del cuerpo de presa. El muro aguas abajo tendrá una elevación de 11 m.



Foto N° 11.- Vista de los trabajos de conformación del refuerzo de talud (0.4H:1V) agua bajo con el uso de geosintéticos conjuntamente geomalla uniaxial para el refuerzo del cuerpo de presa. El muro aguas abajo tendrá una elevación de 11 m.



Foto N° 13.- Vista del despliegue de geomalla uniaxial tejida en todo el ancho de la plataforma que conforma el cuerpo de presa, que va de la progresiva de 0+490 a 0+573 (tramo 01).



Foto N°14.- Vista de la geomalla uniaxial HDPE desplegada para el último refuerzo de cuerpo de presa, que va de la progresiva: 0+490 a 0+520.



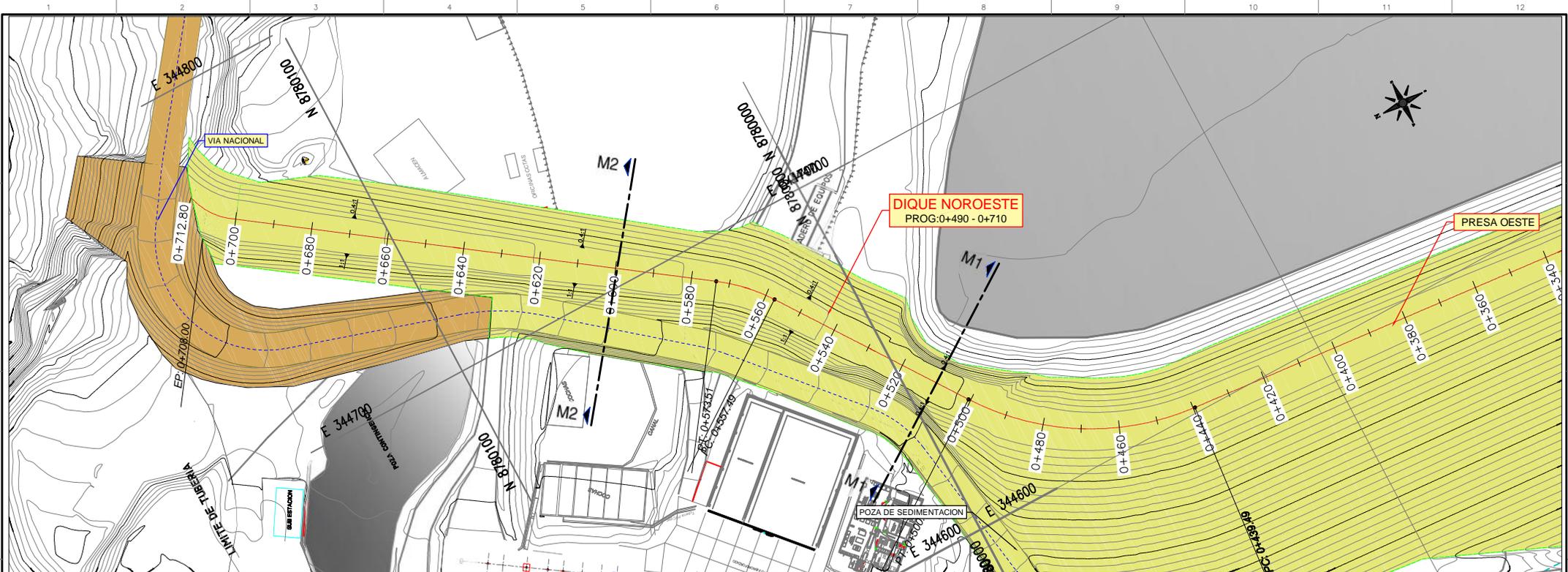
Foto N° 15.- Vista del refuerzo del talud 0.4H:1V aguas abajo del estribo oeste de la presa de relaves Animon, brindando con ello el normal recorrido de la vía nacional y la conservación de la estructura de Laboratorio Químico de Planta concentradora Chungar.



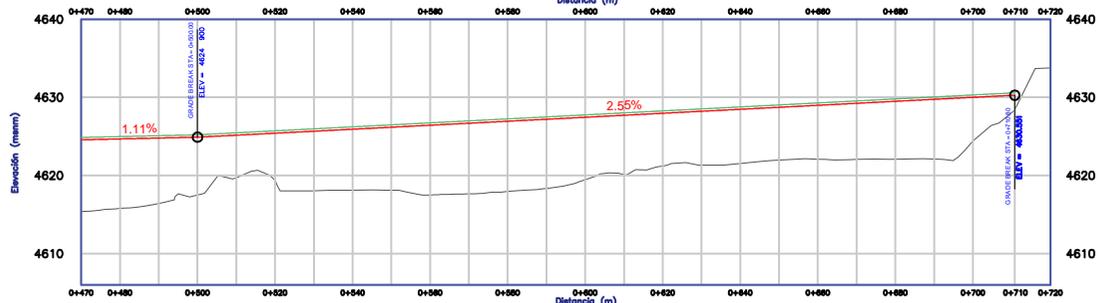
Foto N° 16.- Vista del refuerzo del talud 0.4H:1V, conformado para brindar una plataforma de la vía nacional (Huayllay - Huaral), de una altura final de 5.90 m, que va de la progresiva 0+575 a 0+612.

ANEXO 05

Planos



PLANTA GENERAL
ESC. 1:500



PENDIENTE	S=1.11%										S=2.55%																
COTA DE RODADURA	4624.57	4624.98	4625.19	4625.20	4625.46	4625.71	4625.97	4626.22	4626.47	4626.73	4626.99	4627.24	4627.49	4627.75	4628.01	4628.26	4628.51	4628.77	4629.02	4629.28	4629.54	4629.79	4629.99	4630.04	4630.30	4630.55	4633.77
COTA DE RASA DE TERRENO	4615.38	4615.75	4616.42	4617.50	4619.69	4619.37	4618.03	4616.11	4618.11	4617.51	4617.66	4617.95	4618.33	4619.48	4620.13	4621.12	4622.08	4622.08	4622.07	4622.08	4622.08	4622.08	4622.08	4622.08	4622.08	4622.08	4622.08
ALINEAMIENTO	R=70.00m, LC=61.11m										LT=56.88m		R=46.50m, LC=16.02m		LT=134.493m												
PROGRESIVA	0+470	0+480	0+490	0+500	0+510	0+520	0+530	0+540	0+550	0+560	0+570	0+580	0+590	0+600	0+610	0+620	0+630	0+640	0+650	0+660	0+670	0+680	0+690	0+700	0+710	0+720	

PERFIL LONGITUDINAL: PROG: 0+480 - 0+708
ESC. 1:750



LEYENDA

- CURVA DE NIVEL PRINCIPAL, CADA 5 m
- CURVA DE NIVEL SECUNDARIA, CADA 1 m
- CURVA PRINCIPAL DEL DIQUE, CADA 5 m
- CURVA SECUNDARIA DEL DIQUE, CADA 1 m
- LIMITE DE PROPIEDAD

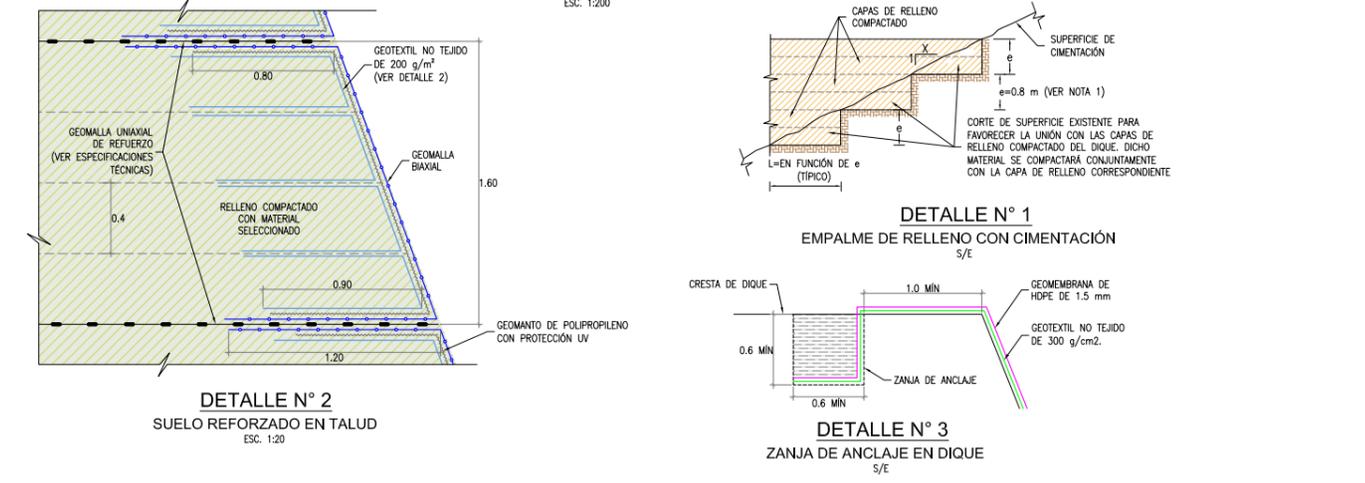
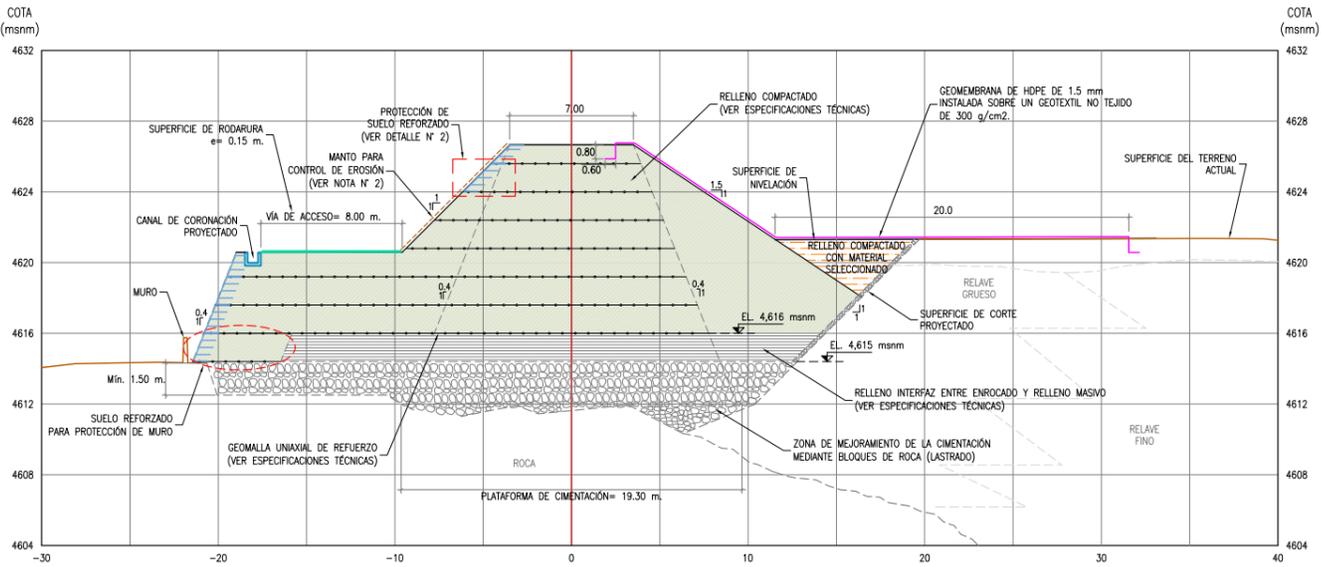
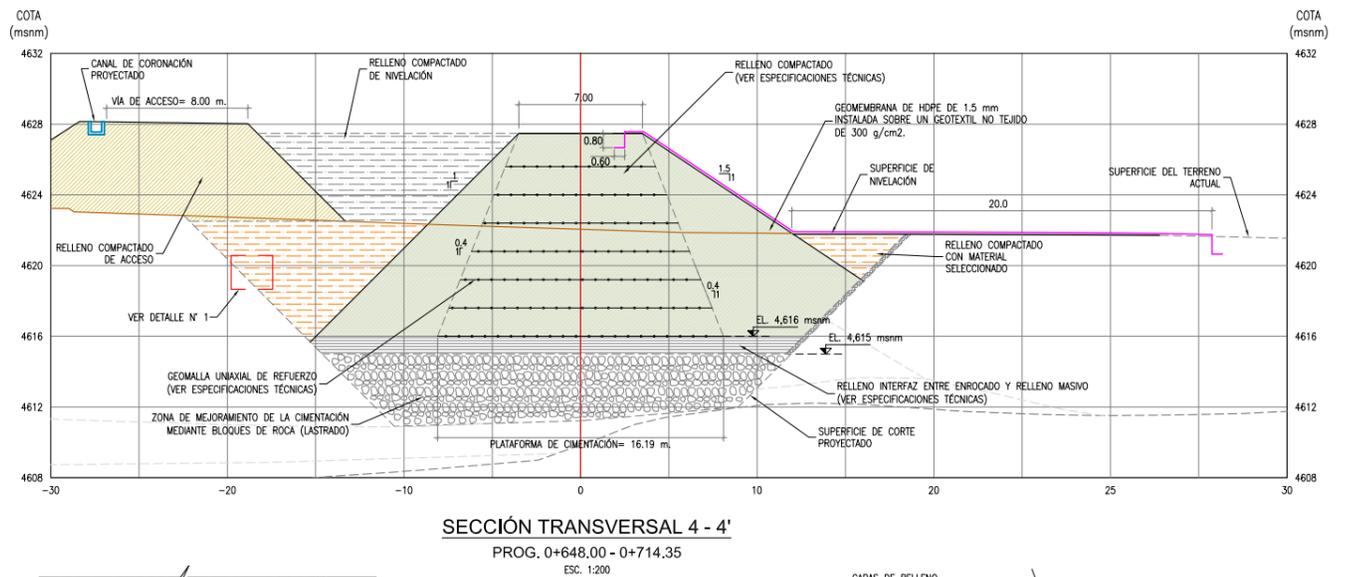
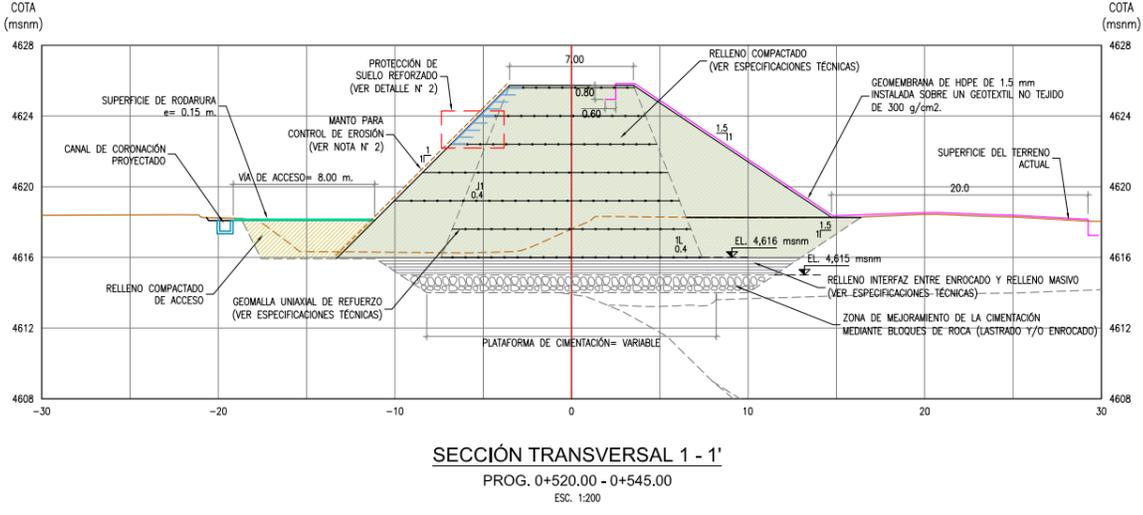
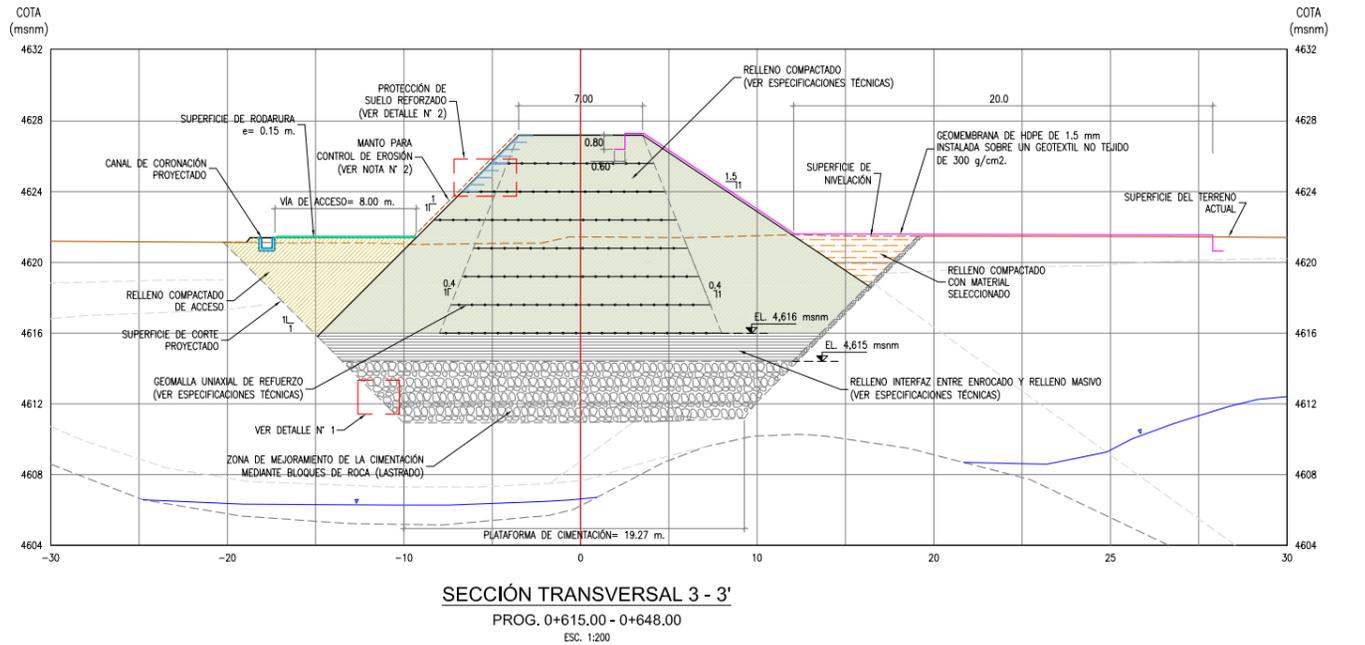
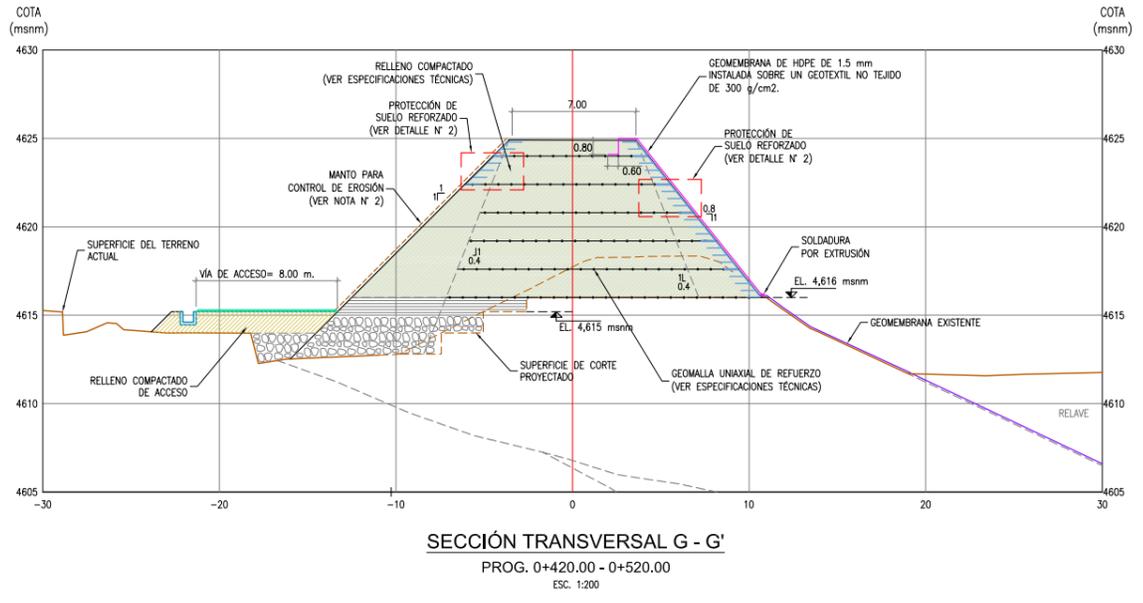
REV	FECHA	DESCRIPCIÓN	DIBUJADO	DESEÑADO	REVISADO	APROBADO
0	15-10-2017					J.VALLE
0	15-10-2017					

CUENTE: **CHUNGAR**
COMPAÑIA MINERA CHUNGAR S.A.C.

SUPERVISIÓN: **srk consulting**

CONTRATISTA: **TECNOLOGIA**

PROYECTO:	RECRECIMIENTO DEL DEPOSITO DE RELAVES ANIMON ZONA ALTA		
PLANO:	ESTRIBO OESTE PLANTA GENERAL Y PERFIL LONGITUDINAL PROG: 0+480 - 0+708		
PLANO:	RDR-00-RFI-026B	SISTEMA:	WGS-84
FECHA:	MAYO 2017	REVISIÓN:	0



- NOTAS:**
- EL EMPALME ENTRE EL DIQUE Y EL TERRENO NATURAL (ROCA) SERÁ COMO SE MUESTRA EN EL DETALLE N° 1, CONSIDERANDO PARA EL CASO DE CAPAS DE 0.4 m UN ESPESOR DE CORTE (e) DE 0.8 m.
 - BIOMANTO PROTECTOR CONTRA EROSIÓN, A SER COLOCADO AL FINALIZAR LA CONSTRUCCIÓN.
 - EL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO FUE PROPORCIONADO POR CHUNGAR EN FEBRERO DE 2017. TODA LA TOPOGRAFÍA DEL PROYECTO ESTÁ GEORREFERENCIADA AL SISTEMA DE COORDENADAS UTM DATUM WGS 84 ZONA 18 SUR.

FECHA	DESCRIPCIÓN	DIBUJADO	DISEÑADO	REVISADO	APROBADO
17 JUL. 2017	EMITIDO PARA INFORME FINAL		A.O./J.M.	J.M.	E.V.
11 ABR. 2017	EMITIDO PARA INFORME FINAL		A.O./J.M.	J.M.	E.V.

PREPARADO POR:

CLIENTE:

COMPANÍA MIJERA CHUNGAR S.A.C.

PROYECTO:
INGENIERÍA DE DETALLE DEL ESTRIBO OESTE DEL DIQUE DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMÓN ZONA ALTA

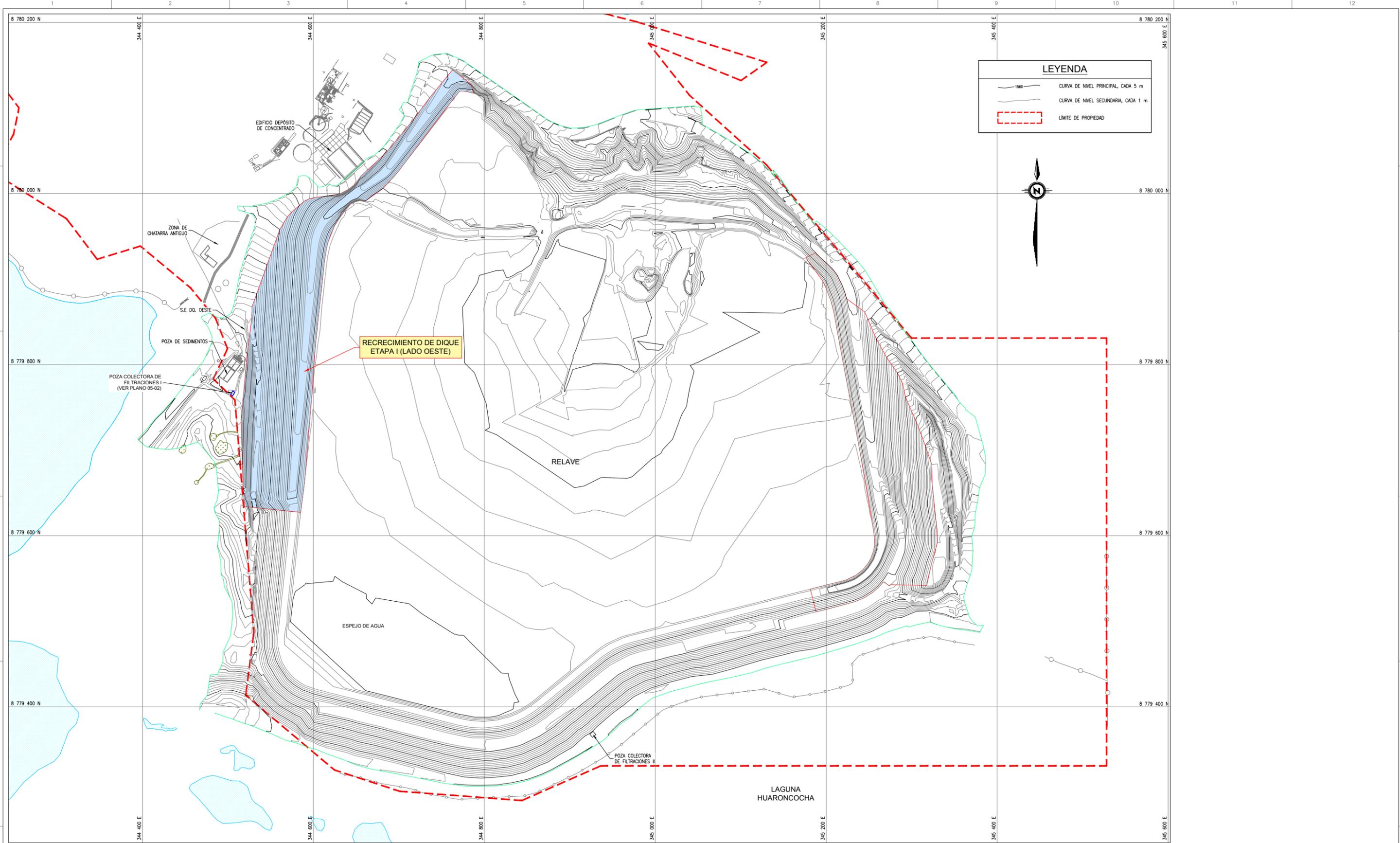
PLANO:
DIQUE SECCIONES TÍPICAS

ESCALA:
 INDICADA

PROYECTO N°:
 17-R-088-01

PLANO N°:
 02-05

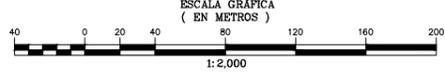
REVISIÓN:
 1



RECRECIMIENTO DE DIQUE ETAPA I (LADO OESTE)

PLANTA

ESC. 1:2,000



NOTAS:

1. LEV GENERAL 3 DE NOVIEMBRE (2017) TODA LA TOPOGRAFIA DEL PROYECTO ESTA GEORREFERENCIADA AL SISTEMA DE COORDENADAS UTM DATUM WGS 84 ZONA 18 SUR.

PUNTOS DE CONTROL				
ITEM	DESCRIPCION	NORTE	ESTE	COTA
01	PDA	8780059.768	344908.967	4651.273
02	CH-8	8779760.562	345407.440	4645.807
03	CH-3	8779976.434	343234.011	4708.051

REVISIONES	FECHA	DESCRIPCION	ELABORADO	REVISADO	APROBADO
4					
3					
2					
1					
0	01/09/17	EMITIDO PARA INFORME FINAL	R.Q.	R.G.T.	S.V.P. H.Z.O.



CLIENTE :	SUPERVISION :	CONTRATISTA :	PROYECTO :
			CONSTRUCCIÓN DEL RECRECIMIENTO DEL DEPÓSITO DE RELAVES ANIMON - ETAPA I
			PLANO: RECRECIMIENTO_PRESA_OESTE PLANTA
PLANO CONTRACTUAL: 16R08801_03-09	PLANO AS-BUILT: CH-P16-088-08-2017-ASD0-15	SISTEMA GEOGRAFICO: WGS-84	FECHA: NOV-2017
		ESCALA: INDICADA	PLANO N: 01-01
			REVISION: 0