

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“DISEÑO DE OBRAS DE CIERRE EN DEPÓSITOS DE RELAVES
PROPIEDAD DE MINERA PODEROSA, DISTRITO Y
PROVINCIA DE PATAZ, LA LIBERTAD”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL
PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

JORGE ANTONIO QUISPE RAMOS

LIMA – PERÚ

2020

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“DISEÑO DE OBRAS DE CIERRE EN DEPÓSITOS DE RELAVES
PROPIEDAD DE MINERA PODEROSA, DISTRITO Y
PROVINCIA DE PATAZ, LA LIBERTAD”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

JORGE ANTONIO QUISPE RAMOS

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. TERESA OLINDA ~~VELASQUEZ~~ BEJARANO
Presidente

Dr. EDUARDO ABRAHAM CHAVARRI VELARDE
Asesor

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE
Miembro

Mg. Sc. ~~KENY~~ GLICERIO ~~CAVALCANTI~~ CARDENAS
Miembro

LIMA – PERU

2020

DEDICATORIA

Para Lidia, Mariana y Mateo

AGRADECIMIENTO

A Dios por protegerme y proteger a los míos,

A mi familia por su paciencia y comprensión,

Al Dr. Eduardo Chávarri por su ejemplo y amistad,

Al Ing. Miguel De La Torre por sus enseñanzas y sabiduría compartida,

Y a todos mis amigos y compañeros, que de alguna u otra forma, son parte de mi vida.

ÍNDICE GENERAL

I. PRESENTACIÓN	1
II. INTRODUCCIÓN	3
III. OBJETIVOS	5
3.1. Objetivo general.....	5
3.2. Objetivos específicos	5
IV. DESARROLLO DEL TRABAJO	6
4.1. Conceptos básicos en cierre de minas.....	6
4.1.1. Plan de cierre de minas	6
4.1.2. Componentes de cierre	7
4.1.3. Manejo de aguas superficiales.....	9
4.1.4. Estabilidad física	12
4.1.5. Estabilidad química	16
4.2. Metodología de trabajo	19
4.2.1. Ubicación.....	19
4.2.2. Levantamiento topográfico.....	21
4.2.3. Evaluación geológica y geotécnica	27
4.2.4. Evaluación hidrológica e hidráulica	39
4.2.5. Estabilidad física	62
4.2.6. Estabilidad geoquímica.....	66
4.3. Diseño de obras de cierre	68
4.3.1. Obras de manejo aguas	68
4.3.2. Obras de estabilidad física.....	91
4.3.3. Obras de estabilidad geoquímica.....	97
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
5.1. Conclusiones	106
5.2. Recomendaciones	107
VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Accesos al sitio del proyecto.....	20
Tabla 2: Relación de calicatas ejecutadas.....	32
Tabla 3: Ensayos de Densidad in situ (Cono y Arena Calibrada).....	33
Tabla 4: Ensayos estándar de clasificación de suelos.....	34
Tabla 5: Ensayos Estándar de clasificación de suelos.....	34
Tabla 6: Ensayos de resistencia cortante.....	35
Tabla 7: Gravedad específica de sólidos.....	35
Tabla 8: Parámetros de resistencia cortante – cimentación.....	37
Tabla 9: Parámetros de resistencia cortante - desmonte de mina.....	38
Tabla 10: Parámetros de resistencia cortante – relaves.....	38
Tabla 11: Parámetros de resistencia cortante – relaves.....	39
Tabla 12: Parámetros geomorfológicos.....	40
Tabla 13: Estaciones Meteorológicas.....	42
Tabla 14: Resultados del análisis climático.....	43
Tabla 15: Ppmáx24horas para diferentes periodos de retorno.....	44
Tabla 16: Caudales máximos simulados (m^3/s).....	45
Tabla 17: Concentración de sedimentos y caudal sólido (m^3/s).....	48
Tabla 18: Descargas Máximas (m^3/s) Canal Margen Derecha.....	49
Tabla 19: Descargas Máximas (m^3/s) en canales de coronación.....	50
Tabla 20: Descargas Máximas (m^3/s) en cunetas.....	50
Tabla 21: Caudales máximos m^3/s	54
Tabla 22: Características hidráulicas TR 500 AÑOS.....	56
Tabla 23: Coeficiente de contracción μ	57
Tabla 24: Coeficiente por tiempo de retorno.....	58
Tabla 25: Selección de X en suelos no cohesivos (mm).....	59
Tabla 26: Valores del coeficiente correctivo Pa en función de a.....	61
Tabla 27: Valores del coeficiente correctivo Pq en función de Q1/Q.....	61
Tabla 28: Valores del coeficiente correctivo Pr en función de r.....	61
Tabla 29: Propiedades Índice y de resistencia.....	63
Tabla 30: Depósito de relaves Marañón - análisis químico (2009).....	67
Tabla 31: Condiciones de fondo de río.....	68

Tabla 32: Valores rugosidad de Manning (n).....	69
Tabla 33: Coeficiente material del cauce.....	69
Tabla 34: Coeficiente de tipo de río.....	70
Tabla 35: Factor de Fondo.....	70
Tabla 36: Factor de Orilla.....	70
Tabla 37: Recomendación practica.....	71
Tabla 38: Resumen de valores de ancho estable (B).....	72
Tabla 39: Valores para Ks para Cauces Naturales.....	73
Tabla 40: Valores rugosidad de Manning (n).....	74
Tabla 41: Coeficiente en función de la máxima avenida y pendiente.....	76
Tabla 42: C ₂ coeficiente por ubicación de roca.....	80
Tabla 43: Coeficiente C ₁	80
Tabla 44: Límites de graduación de rocas.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Representación de la etapas del ciclo minero.....	7
Figura 2: Esquema de principales componentes de cierre	7
Figura 3: Vista panorámica de un depósito de relave minero.....	8
Figura 4: Modelación hidrológica con HEC–HMS unidad producción Parcoy.....	11
Figura 5: Métodos para análisis de estabilidad.....	13
Figura 6: Métodos de dovelas para análisis de estabilidad.....	15
Figura 7: Estabilidad Geoquímica mediante cobertura vegetal.....	18
Figura 8: Ubicación del área de estudio	19
Figura 9: Vista panorámica del área de estudio.....	20
Figura 10: Levantamiento batimétrico rio Marañón	23
Figura 11: Estación base BM ELSA	24
Figura 12: Representación de la sección de cauce rio Marañón.....	26
Figura 13: Levantamiento topográfico depósitos de relaves marañón	26
Figura 14: Mapa geológico local	31
Figura 15: Sección geológica depósito de relaves marañón.....	31
Figura 16: Perfil geotécnico B-B'	37
Figura 17: Delimitación de la microcuenca de interés.	41
Figura 18: Ubicación de estaciones meteorológicas.....	42
Figura 19: Hidrograma de avenida para 500 años de período de retorno.....	46
Figura 20: Ubicación de canales y cunetas.....	49
Figura 21: Cuenca del río Marañón hasta sitio de estudio	52
Figura 22: Secciones transversales de análisis	53
Figura 23: Área de inundación rio Marañón	55
Figura 24: Velocidades de flujo rio Marañón.....	55
Figura 25: Secciones hidráulicas de control rio Marañón	56
Figura 26: Vista en planta del esquema hidráulico de socavación en estribos.....	61
Figura 27: Sección A-A' - Análisis de Estabilidad Estático	65
Figura 28: Sección A-A' - Análisis de Estabilidad Pseudo Estático	66
Figura 29: Sección típica enrocado de protección.....	84
Figura 30: Sección típica de espigón.....	84
Figura 31: Vista del enrocado de protección y espigones	85

Figura 32: Disposición de canales y cunetas de drenaje superficial.....	86
Figura 33: Detalle de encimado de muros	87
Figura 34: Canal de coronación margen izquierda -planta y perfil	88
Figura 35: Detalle de cuneta colectora	90
Figura 36: Detalle de juntas.....	90
Figura 37: Sección típica cuneta de drenaje en banquetta	91
Figura 38: Taludes en el depósito 1 ^a	92
Figura 39: Taludes en el depósito 1B	92
Figura 40: Taludes en el depósito 2.....	93
Figura 41: Taludes en el depósito 4.....	94
Figura 42: Taludes en el depósito 5.....	94
Figura 43: Taludes en el depósito 6.....	95
Figura 44: Disposición en planta y perfil del terraplén de relaves	97
Figura 45: Cobertura Tipo III	99
Figura 46: Detalle de banquetta y anclaje de geomembrana y geotextiles.....	100
Figura 47: Disposición cobertura tipo I.....	102
Figura 48: Detalle de cobertura vegetal.....	103
Figura 49: Vista en condiciones actuales de los depósito de relaves Marañón.....	104
Figura 50: Vista de las medidas de cierre de los depósito de relaves Marañón	105

I. PRESENTACIÓN

El presente proyecto, refleja la experiencia profesional desarrollada en diversas actividades vinculadas a la carrera profesional de ingeniería agrícola, en las cuales se ha participado de manera directa en la planificación, gestión, diseño y ejecución de proyectos de ingeniería y medioambiente. A continuación, se detalla las principales funciones desempeñadas y su vínculo con campos temáticos de la carrera.

En el periodo 2017-2018, como especialista en hidrología e hidráulica, he desarrollado el proyecto “Diseño de las obras de cierre, de los depósitos de relaves Marañón 1, 2, 3, 4, y 6, propiedad de la compañía minera Poderosa, ubicada en el distrito y provincia de Patate en la región de La Libertad”, la función principal fue realizar la coordinación general del proyecto de ingeniería, cumpliendo las siguientes tareas:

- Planificación del proyecto, demostrando la capacidad en la toma de decisiones y el manejo de estrategias de solución.
- Desarrollo de planes de trabajo, que incluye la coordinación con especialistas de las diferentes áreas y se elaboraron de cronogramas de ejecución con hitos de pago y control de gastos.
- Supervisión de trabajos de campo, con actividades relacionadas a los campos temáticos de carrera como: inventarios de fuentes de aguas, inspección de estructuras hidráulicas, mediciones hidrológicas (aforos en ríos y quebradas), hidrogeológicas (monitoreo de piezómetros e inclinómetros), levantamientos topográficos (de depósitos de relaves, estructuras hidráulicas conexas y batimetría de cursos de agua), e investigaciones geotécnicas que contemplan la ejecución de calicatas, trincheras y ensayos de campo.
- Ejecución de trabajos de gabinete, que incluyen diseños de estructuras hidráulicas (defensas ribereñas, canales, obras de arte), desarrollo de modelos hidrológicos e hidrogeológicos, estudios de hidráulica fluvial, interpretaciones de fotografías aéreas e imágenes satelitales y diseños geotécnicos.

- Finalmente el cierre del proyecto, donde se participa en la elaboración de informes finales a nivel de expediente técnico, absolución de consultas, aprobación del estudio por parte de la entidad y se culmina con la liquidación del servicio.

Todos los trabajos anteriormente descritos, me permitieron elaborar la siguiente monografía, aplicando los conocimientos básicos aprendidos en la facultad de ingeniería agrícola y que fueron consolidadas a través de los años. Es importante recalcar que el campo con mayor incidencia en la experiencia profesional fue recursos hídricos y las técnicas con mayor desarrollo fueron alineados con siguientes cursos: hidrología, aguas subterráneas, hidráulica, manejo y gestión de cuencas, ingeniería de riego, hidrogeología análisis de agua y medio ambiente, ordenamiento territorial, percepción remota y SIG., hidráulica computacional, diseño de presa y gestión del agua.

II. INTRODUCCIÓN

Los depósitos de relaves son estructura que almacenan los residuos sólidos del proceso metalúrgico en las unidades mineras de pequeña, mediana y gran escala. Desde el punto de vista ambiental, asegurar del cierre sostenible de dicho componente, después de su vida útil, es importante; ya que se espera que los suelos y cursos de agua afectados, retornen a una condición en que puedan ser utilizados después de finalizada la actividad minera y sean compatibles con un ambiente sano y adecuado para el desarrollo de la vida.

El Ministerio de Energía y Minas (MINEM) en el año 2003 aprobó la Ley n° 28090, que es la principal norma legal que regula los planes de cierre de minas, donde establece que todas las unidades mineras en operación y los proyectos mineros deben elaborar y presentar sus respectivos planes de cierre de minas.

En este contexto, es de conocimiento que La Libertad es la región considerada líder en producción de oro a nivel nacional, con un 24,8 % de participación (CCLL 2019). Entre las empresas con mayor producción aurífera se encuentra Compañía Minera Poderosa, Barrick Misquichilca, Minera Aurífera Retamas y Consorcio Minero Horizonte.

Por lo tanto, Compañía Minera Poderosa, como parte de su política de seguridad, salud y medio ambiente, viene realizando desde el año 2013 el cierre progresivo de sus componentes mineros que se encuentran inactivos, este es el caso de los depósitos de relaves Marañón 1, 2, 4, 5 y 6, ubicados en el distrito y provincia de Pataz, departamento de La Libertad.

El siguiente trabajo de suficiencia profesional, presenta y describe los diseños a nivel de ingeniería de detalle de las medidas de cierre de los Depósito de Relaves Marañón 1, 2, 4, 5 y 6 propiedad de Minera Poderosa, que tienen como finalidad asegurar el manejo de aguas superficiales, la estabilidad física y estabilidad geoquímica, según los criterios y

recomendaciones especificados por el Ministerio de Energía y Minas. Esta ingeniería de cierre contempla el diseño una defensa ribereña para mitigar los efectos de las avenidas del río Marañón en la zona adyacente a los depósitos de relaves, canales de coronación y cunetas de drenaje para el control y manejo de aguas de escorrentía superficial, perfilados de talud para asegurar la estabilidad física y la propuesta de cobertura de vegetal para obtener un ambiente sano.

Entonces podemos identificar la importancia de la participación del ingeniero agrícola en el desarrollo de las soluciones de ingeniería orientados a problemas ambientales como es el cierre de los depósitos de relaves Marañón. Aquí la participación inicia con la evaluación hidrológica para definir caudales de diseño de canales coronación y cunetas, pasando por la simulación hidráulicas del río Marañón para calcular la profundidad de socavación y realizar la propuesta de un sistema de protección; también en los trabajos geotécnicos relacionados con la estabilidad física de los depósitos relaves, donde aplica conocimientos de mecánica de suelos y rocas, y finalmente contribuye con los conocimientos de calidad de agua y suelos en la estabilidad geoquímica y las propuestas para el tratamiento de aguas de contacto y cobertura vegetal.

III. OBJETIVOS

3.1. Objetivo general

Efectuar los diseños de obras de cierre, en los depósitos de relaves Marañón 1, 2, 4, 5 y 6 propiedad de minera Poderosa, ubicados en el distrito y provincia de Pataz, en la región de La Libertad.

3.2. Objetivos específicos

- Efectuar la modelación hidráulica del río Marañón para determinar los niveles de inundación y socavación.
- Determinar las condiciones hidrológicas de la microcuenca en la que se encuentran emplazadas los depósitos de relaves.
- Realizar el análisis de estabilidad de taludes de los depósitos de relaves.
- Realizar el análisis geoquímico de los materiales que conforma los depósitos de relaves.
- Proponer alternativas de obras de defensa ribereña, estabilidad de taludes y cobertura vegetal, para el cierre de los depósitos de relaves.

IV. DESARROLLO DEL TRABAJO

4.1. Conceptos básicos en cierre de minas

4.1.1. Plan de cierre de minas

Según la Ley N° 28090 (2003), «el Plan de Cierre de Minas, es un instrumento de gestión ambiental conformado por acciones técnicas y legales, efectuadas por los titulares mineros, destinado a establecer medidas que se deben adoptar a fin de rehabilitar el área utilizada o perturbada por la actividad minera para que ésta alcance características de ecosistema compatible con un ambiente saludable y adecuado para el desarrollo de la vida y la preservación paisajista». “La rehabilitación se llevará a cabo mediante la ejecución de medidas que sean necesarias realizar antes, durante y después del cierre de operaciones, cumpliendo con las normas técnicas establecidas, las mismas que permitirán eliminar, mitigar y controlar los efectos adversos al ambiente generados o que se pudieran generar por los residuos sólidos, líquidos o gaseosos producto de la actividad minera”.

La minería actual se compone de varias etapas; desde el descubrimiento del yacimiento, pasando por la explotación, hasta finalmente el cierre y post cierre de la mina. En esta última etapa, el cierre de minas, busca rehabilitar las áreas utilizadas por la minería una vez concluidas las operaciones: tiene como objetivo principal que las áreas utilizadas por la operación sean compatibles con un ambiente sano y adecuado para el desarrollo de la vida, conforme a lo dispuesto por la ley (28090).

El proceso de cierre de minas puede tomar muchos años, ya que se estiman períodos de por lo menos 5 años para la observación de las áreas restauradas después del cierre (monitoreo post cierre). En algunos casos estos periodos de observación pueden ser permanentes hasta asegurar la estabilidad física y química de estas áreas.

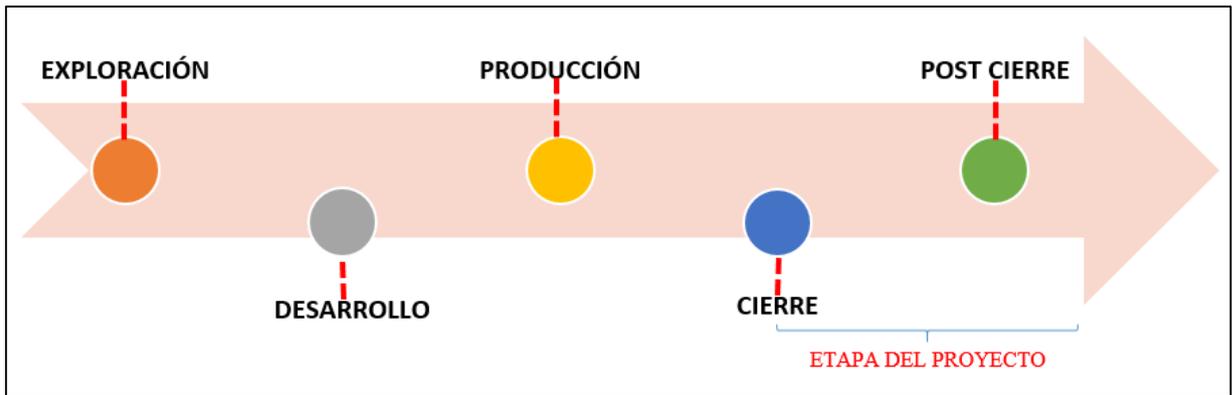


Figura 1:
Representación de la etapas del ciclo minero

FUENTE: Elaborado con base en MINEM, 2006.

4.1.2. Componentes de cierre

Los principales componentes del cierre son: mina (tajo abierto o labores subterráneas), instalaciones para el manejo de residuos (depósitos de relaves, pilas de lixiviación, depósitos de desmonte, depósitos de escorias), instalaciones para el manejo de aguas (reservorios, pozos, canales, aliviaderos, etc.), áreas de material de préstamo (canteras de agregados, caliza, arcillas, etc.) y otras infraestructuras relacionadas al proyecto (planta de beneficio, oficinas, campamentos, caminos, rellenos sanitarios, infraestructura eléctrica, etc.).

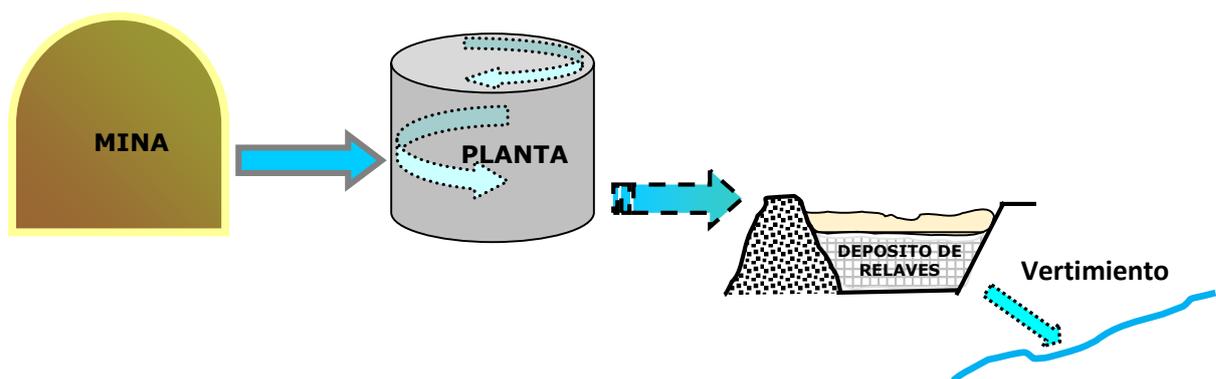


Figura 2:
Esquema de principales componentes de cierre

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2016.

4.1.2.1. Depósitos de relaves.

El relave minero es el resultado de todo un proceso que comprende la extracción mineral seguido por el proceso de triturado donde se busca disminuir el diámetro del mineral y eliminación del material minero. Este proceso finaliza cuando el excedente, en este caso el relave, es trasladado a una presa o depósito para su almacenamiento.

Los depósitos de relaves son obras de ingeniería diseñados para almacenar los excedentes generados por la extracción de minerales. Su diseño es importante para satisfacer las exigencias de modo que aisle completamente los sólidos (relaves) y pueda reducir su impacto sobre el ecosistema circundante. Para cerrar estos componentes, se realiza el perfilado, reconformación de taludes y, de ser necesario, se construyen contrafuertes para lograr la estabilidad física, seguidamente, se encapsula el relave contenido en el vaso mediante cobertura con arcilla o geomembrana y se coloca una cobertura adecuada para la revegetación.



Figura 3:

Vista panorámica de un depósito de relave minero

FUENTE: Tomado de Geosevice Ambiental SAC, 2019.

4.1.3. Manejo de aguas superficiales

El objetivo del manejo de agua superficial es proteger a la unidad de daños producidos por la erosión hídrica, proveniente de áreas que desaguan hacia ésta, estos flujos pueden ser evitados mediante desviaciones. Los elementos de diseño que pueden utilizarse para desviar la escorrentía incluyen zanjas con revestimiento y sin revestimiento, así como diques y terraplenes. En lugares donde el material degradable encuentra velocidades extremadamente altas de escorrentía, podría ser necesario instalar materiales más resistentes a la erosión, como enrocado, suelos reforzados o gaviones.

4.1.3.1. Flujo superficial.

De todos los factores que influyen en la estabilidad física de un depósito de relaves durante el período de cierre, la hidrología es probablemente la más importante. Aún durante la operación, el desborde por inundaciones ha causado cerca del 20% de todas las fallas documentadas en las represas de relaves (USCOLD, 1994). En el Perú, los riesgos de desborde hidrológico son aparentemente más severos que en cualquier otro lugar debido a las condiciones climáticas extremas combinadas con la ausencia de amplia información hidrológica. Esto implica definitivamente que la localización para minimizar las corrientes de aguas superficiales deberá ser enfatizada contra la dependencia basada en aspectos de ingeniería tales como derivaciones y canales de desagüe, teniendo en cuenta de manera especial las condiciones de cierre.

El manejo del flujo superficial durante el período de cierre, debe anticipar la ocurrencia de grandes ingresos de agua por inundación sin requerir mantenimiento de las estructuras. Los conductos enterrados de los sistemas de decantación son susceptibles de obstruirse con los desechos y sufrir un eventual deterioro y colapso. Se pueden diseñar desfuegos (sistemas de alivio) de canal abierto para manejar las descargas remanentes, debiendo dar preferencia a los canales anchos abiertos en la roca que no requieran de mantenimiento.

Los canales de derivación deben ser diseñados, cuando fuera necesario, para encaminar el flujo superficial lejos de las unidades rehabilitadas con el fin de minimizar el potencial de erosión. Los canales de derivación diseñados para asegurar la estabilidad, considerarán en su diseño la capacidad para conducir escorrentías excepcionales (período de retorno 500 años).

Los drenajes deberán ser inspeccionados visualmente para encontrar evidencias de inestabilidad actual o reciente; y su potencial de inestabilidad futura considerado e incorporado en el diseño de cualquier sistema de derivación de drenaje o protección contra la erosión en un plan de rehabilitación.

4.1.3.2. Modelación hidrológica e hidráulica.

El modelamiento hidrológico consiste en la representación numérica del sistema hídrico de una cuenca con el fin de estimar sus características hidrológicas a partir de la información hidrometeorológica y las propiedades de la cuenca. Los modelos hidrológicos pueden ser empleados para calcular diversas características hidrológicas (por ejemplo caudales, áreas de inundación, etc.).

El uso de un modelo hidrológico en la elaboración de estudios ambientales está dirigido por una pregunta que requiere una respuesta o un problema que requiere una solución. Los problemas típicos sobre manejo de aguas que enfrentan los proyectos mineros son los siguientes:

- Se prepara un estudio de línea base de hidrología. No existe información suficiente de monitoreo para clasificar las condiciones de línea base hidrológica. Se desarrolla un modelo hidrológico de cuenca. El modelo debiera clasificar el rango completo de las condiciones de caudal, desde la época seca hasta los flujos de inundación. Generalmente, se desarrolla un modelo continuo, quiere decir un modelo que emplea como dato un registro de precipitación a largo plazo.
- Se requiere contar con fuentes de suministro de aguas frescas. Se considera un reservorio de aguas superficiales (en contraposición a un pozo de bombeo de aguas subterráneas). Es necesario dimensionar el reservorio, evaluar su desempeño y proponer el régimen de operaciones. Se desarrolla el modelo hidrológico de la cuenca. Se requiere contar con el área de cuenca, la precipitación, la evaporación, la infiltración y los taludes de la cuenca para el desarrollo del modelo. La escorrentía superficial se calcula como un resultado. Se requiere contar con los registros de caudal para la calibración y validación del modelo (los caudales calculados son comparados con los caudales medidos).

- Se requiere contar con un sistema de desagüe de la mina. Se desarrolla el modelo hidrogeológico para evaluar el aporte de aguas subterráneas a la mina. Los datos clave para el modelo son las secciones transversales geológicas, las conductividades eléctricas y los niveles de agua. Los aportes de aguas subterráneas constituyen el resultado del modelo. Se requiere contar con el caudal durante la época seca y los niveles de agua para la calibración y validación del modelo.
- Se requiere contar con un depósito de relaves. La presa de relaves se deberá equipar con un aliviadero para el transporte seguro de inundaciones extremas. Se desarrolla el modelo hidrológico para la evaluación del caudal máximo y la dirección de la inundación en el vertedero. Los eventos de precipitación extrema y las propiedades de cuenca constituyen datos para el modelo. Los caudales máximos y los niveles de agua en la cuenca de relaves constituyen los resultados.

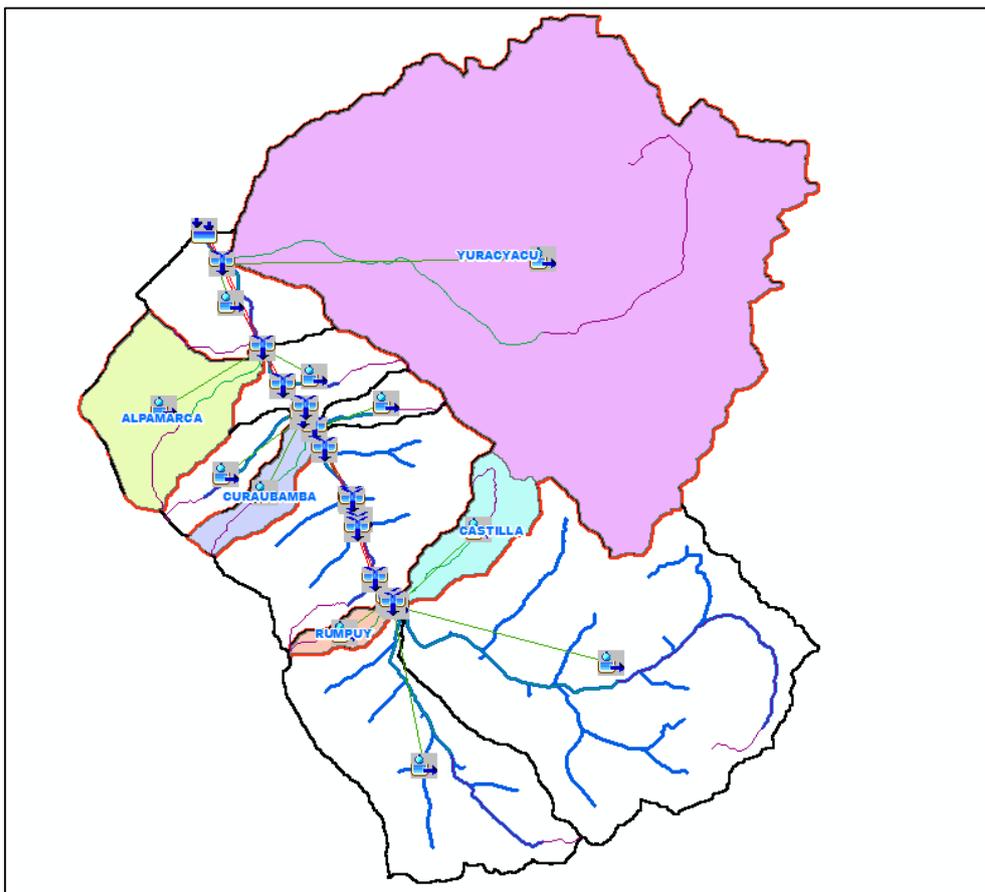


Figura 4:

Modelación hidrológica con HEC–HMS unidad producción Parcoy

FUENTE: Tomado de MEIA CUARABAMBA CMH, 2018.

4.1.4. Estabilidad física

4.1.4.1. Análisis de estabilidad.

Los análisis de estabilidad tienen por objetivo estimar el nivel de seguridad en los depósitos de relaves y, según el resultado obtenido, implementar medidas correctivas o de estabilización adecuadas para evitar movimientos de masas ya sea por deslizamiento, sismo o licuefacción.

Los análisis de estabilidad para depósitos de relaves, a pesar de que siguen los mismos procedimientos generales y emplean los mismos métodos básicos de cómputo que las presas de retención de agua, son frecuentemente más complejos, de modo que se requiere un amplio conocimiento de la presión de poros y de la conducta de resistencia de los materiales.

a. Parámetros físicos para caracterización de relaves

Las características físicas para tener en cuenta al analizar un relave son similares a las características físicas de los suelos (granulometría, textura, densidad real, densidad aparente, porosidad, aireación, consistencia, fuerza de cohesión y adhesión expansión y contracción, plasticidad). Los siguientes parámetros geotécnicos del relave son de relevancia para el análisis de estabilidad son: resistencia al corte, compresibilidad, permeabilidad, granulometría, peso unitario, peso específico y plasticidad.

Para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de depósitos de relaves, se establece la caracterización geotécnica del relave mediante los parámetros descritos anteriormente y los sistemas de instrumentación y control, para el monitoreo del comportamiento estructural hidráulico del depósito de relave, incluyendo:

- Presión de poros.
- Niveles freáticos.
- Desplazamientos.
- Asentamientos.
- Filtraciones.
- Aceleraciones sísmicas.

b. Metodologías para el análisis de la estabilidad

Existen varios métodos de análisis de estabilidad que pueden ser útiles en el diseño de taludes. Las que se basan en principio del equilibrio límite, teoría del límite plástico, y en deformación. A continuación, se describe los métodos de cálculo para equilibrio límite y el método numérico.

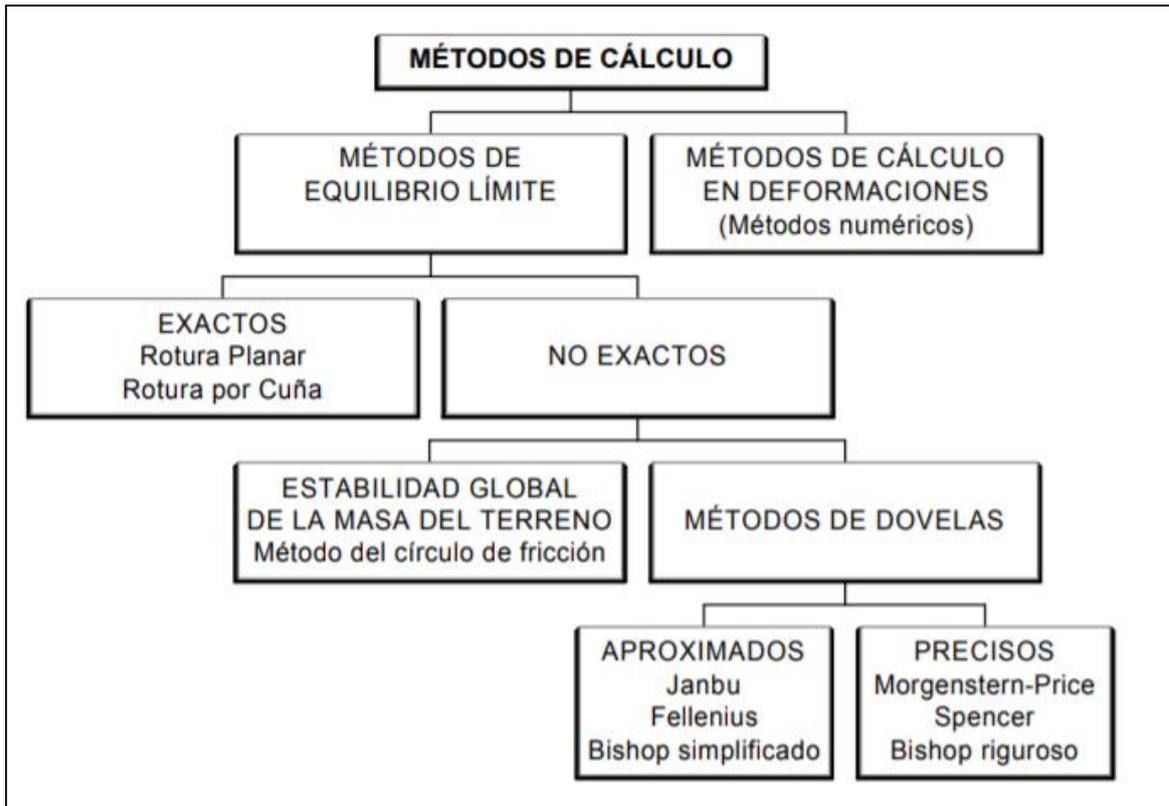


Figura 5:

Métodos para análisis de estabilidad

FUENTE: Adaptado de Herrera, 2000.

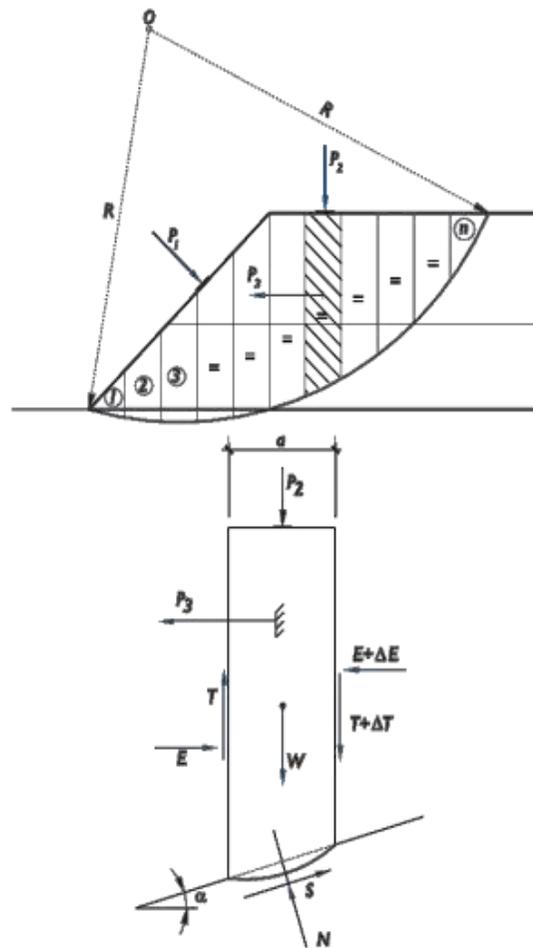
Los modelos de equilibrio límite se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Su aplicación está muy extendida porque, pese a su gran rapidez y sencillez, están ampliamente contrastados por la práctica, y se conocen sus límites y grados de confianza. Los métodos de equilibrio límite consisten en dividir la masa de terreno potencialmente inestable en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas y analizar el equilibrio global, para obtener un factor de seguridad (F) que se define como la relación entre fuerzas/momentos resistentes y fuerzas/momentos desequilibrantes. Una vez calculado el valor de FS para una determinada

curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un valor mínimo de FS.

$$Fs = \frac{\textit{Resistencia dispnible de corte}}{\textit{Esfuerzo por corte requerido para mantener el equilibrio}}$$

Dónde:

Fs : Factor de seguridad



DATOS DE CÁLCULO

- c, ϕ = Parámetros resistentes en el fondo de cada rebanada.
- n = Número de rebanadas.
- R = Radio del círculo.
- W = Peso de cada rebanada.
- V = Resultante vertical de las acciones en cada rebanada.
- u = Presión intersticial en la base de cada rebanada.
- a = Ancho de cada rebanada.
- α = Pendiente media del fondo de cada rebanada.
- ΔT = Desequilibrio de los esfuerzos tangenciales entre ambas caras verticales de cada rebanada.
- M_o = Resultante del momento respecto a O de las acciones adicionales al peso propio.

COEFICIENTE DE SEGURIDAD:

$$F = \frac{\sum_1^n [(W + V - u \cdot a + \Delta T) \operatorname{tg} \phi + c \cdot a] \cdot m}{\sum_1^n W \cdot \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{R} \sum_1^n M_o}$$

$$m = \frac{1}{\cos \alpha} \left(\frac{F}{F + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi} \right)$$

Fellenius-May (1936)

- Superficies circulares
- Equilibrio de M
- Impone fuerzas en caras verticales paralelas a la cara inferior

Bishop (1955)

- Superficies circulares
- Equilibrio de M
- $T = 0$ Método simplificado. Fuerzas horizontales en caras verticales
- $T \neq 0$ Método completo. Obtenido con equilibrio de F. APROX.

Janbu (1955)

- Cualquier tipo de superficies
- Equilibrio de F
- $T = 0$ cálculo inicial. Fuerzas horizontales en caras verticales
- $T \neq 0$ Método completo. Obtenido con equilibrio de M. APROX.

Morgenstern-Price (1967)

- Equilibrio de M y F
- $T = \lambda \cdot f(x) \cdot E$ Decisión del calculista. SPENCER (1967 $f(x) = \operatorname{cte}$)
- Equilibrio de F se obtiene F en función de T
- Equilibrio de M $\rightarrow n$
- Relaciones T/E $\rightarrow n-1$
- $T \rightarrow n-1$
- Punto actuación $\rightarrow n-1$
- $\lambda \rightarrow 1$

Figura 6:

Métodos de dovelas para análisis de estabilidad

FUENTE: Adaptado de Suarez, 2009.

4.1.5. Estabilidad química

Es la situación de control en agua, en aire y en suelo de las características químicas que presentan los materiales contenidos en las obras o depósitos de una actividad minera, cuyo fin es evitar, prevenir o eliminar, si fuere necesario, la reacción química que causa acidez, evitando el contacto del agua con los residuos generadores de ácidos que se encuentren en obras y depósitos masivos mineros, tales como depósitos de relaves, botaderos, depósitos de estériles y pads de lixiviación.

4.1.5.1. Factores de estabilidad química.

Los principales factores que inciden en la generación de drenaje ácido son:

- **Factores hidrológicos:**
 - La disponibilidad del agua es uno de los factores de mayor importancia en la oxidación de minerales sulfurados. Influye el pH inicial del agua, el equilibrio hierro férrico/ferroso y la actividad microbiológica presente en las aguas.
 - Concentración, Eh, pH, solubilidad y movilidad de los elementos disueltos en el agua.
 - Los factores climáticos junto con la cantidad de precipitaciones pluviales y nivales, que influyen en la cantidad de agua presente en la zona.
 - El potencial de migración o transporte de los contaminantes en el medio ambiente receptor, ya que puede penetrar en el suelo, transportarse a través de las napas subterráneas y/o escurrir a otro medio ambiente receptor.

- **Factores geológicos:**
 - El tipo de yacimiento y la geoquímica del sitio de donde fue extraído el material que dará origen los relaves.
 - Cantidad de sulfuros presentes en los relaves, junto con su comportamiento electroquímico.
 - La resistencia a la meteorización de los minerales presentes en el depósito, en especial la de los sulfuros.
 - La disponibilidad de oxígeno presente que pueda ingresar al material.
 - Disponibilidad, mineralogía y resistencia a la meteorización de las especies

químicas neutralizantes o minerales alcalinos (carbonatos).

- El tipo de alteración previa que sufrió la roca antes de ser transformada en relave, influye en que tan expuestas están a las condiciones atmosféricas, es decir, material alterado implica una mayor porosidad y así un mayor transporte de agua y oxígeno.

- **Factores geográficos:**
 - La altura donde se encuentra el depósito de relaves influye directamente en la disponibilidad y concentración de oxígeno, en la temperatura atmosférica y del agua; en la velocidad de oxidación bacteriana, y por consiguiente en la velocidad de oxidación de los sulfuros.
 - Las características físicas del material también influyen al momento de querer asegurar la estabilidad química, mediante su granulometría, humedad, porosidad y permeabilidad.

Un depósito de relaves se encuentra químicamente estable cuando, al interactuar con factores medioambientales, no genera impactos que impliquen algún riesgo significativo para la salud de las personas y/o ambiente.

Un depósito de relaves mal diseñado, abandonado o gestionado de forma deficiente podría provocar efectos en su entorno, estos efectos pueden ser:

- **Potencial contaminación del aire:** El aire puede contaminarse con impurezas sólidas, como lo son por ejemplo el polvo y material particulado más fino, que posee el potencial de afectar el sistema respiratorio de la población cercana y acumularse en la superficie del suelo.

- **Potencial contaminación del suelo:** En caso de no existir control adecuado, la migración del material más fino ubicado en la superficie del depósito, debido al viento, podría provocar cambios en las características de los suelos cercanos. Los principales efectos podrían ser la acidificación del suelo o la acumulación de metales pesados. Cambios en la calidad del suelo podrían generar efectos en las plantas y ecosistemas

cercanos.

- **Potencial contaminación de las aguas superficiales:** Los residuos provenientes de la zona del depósito podrían dar lugar a la alteración de cuerpos de agua superficiales mediante su acidificación o al aumentar la concentración de metales disueltos en ella, lo que podría afectar la salud de las personas, especies y/o ecosistemas presentes.
- **Potencial contaminación de las aguas subterráneas:** Los residuos sólidos finos metálicos provenientes de la zona del depósito de relaves podrían infiltrar a través del subsuelo hasta alcanzar cuerpos de aguas subterráneas, afectando la salud de las personas que utilicen este recurso.

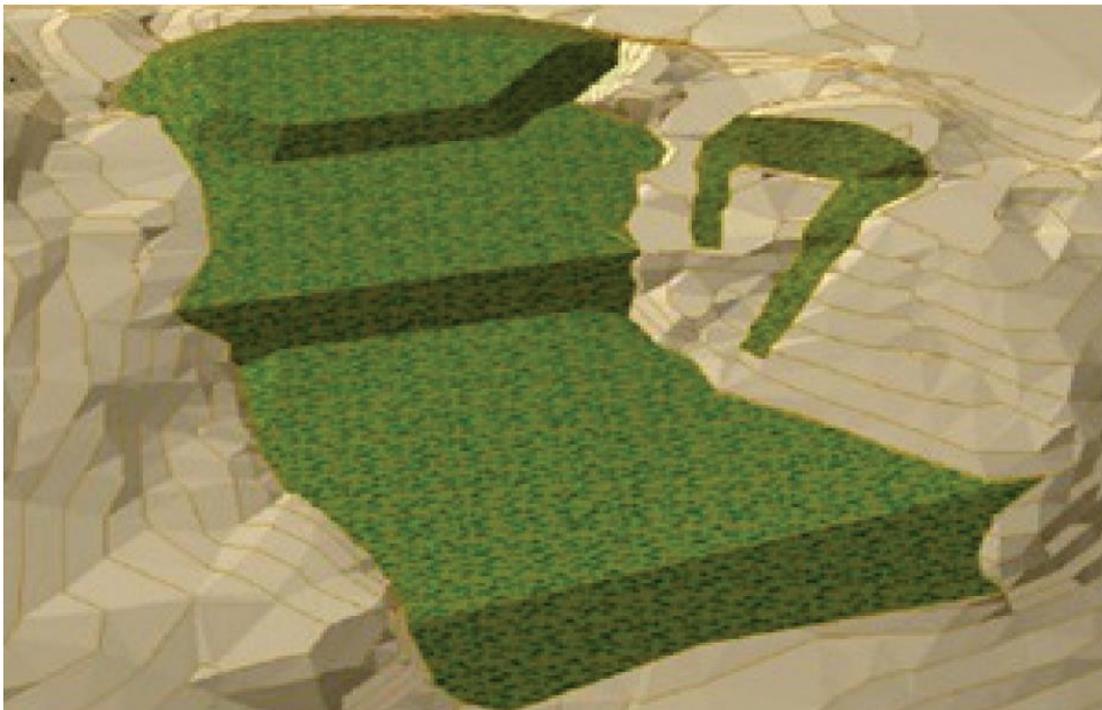


Figura 7:

Estabilidad Geoquímica mediante cobertura vegetal

FUENTE: Adaptado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

4.2. Metodología de trabajo

4.2.1. Ubicación

La zona del proyecto, específicamente, los depósitos de relaves Marañón se encuentran ubicados a la margen derecha del valle del río Marañón, en el distrito y provincia de Pataz, departamento de La Libertad, a una altitud promedio de 1,180 a 1,280 msnm en la Unidad de Producción Marañón, que a su vez forma parte de la Compañía Minera Poderosa.

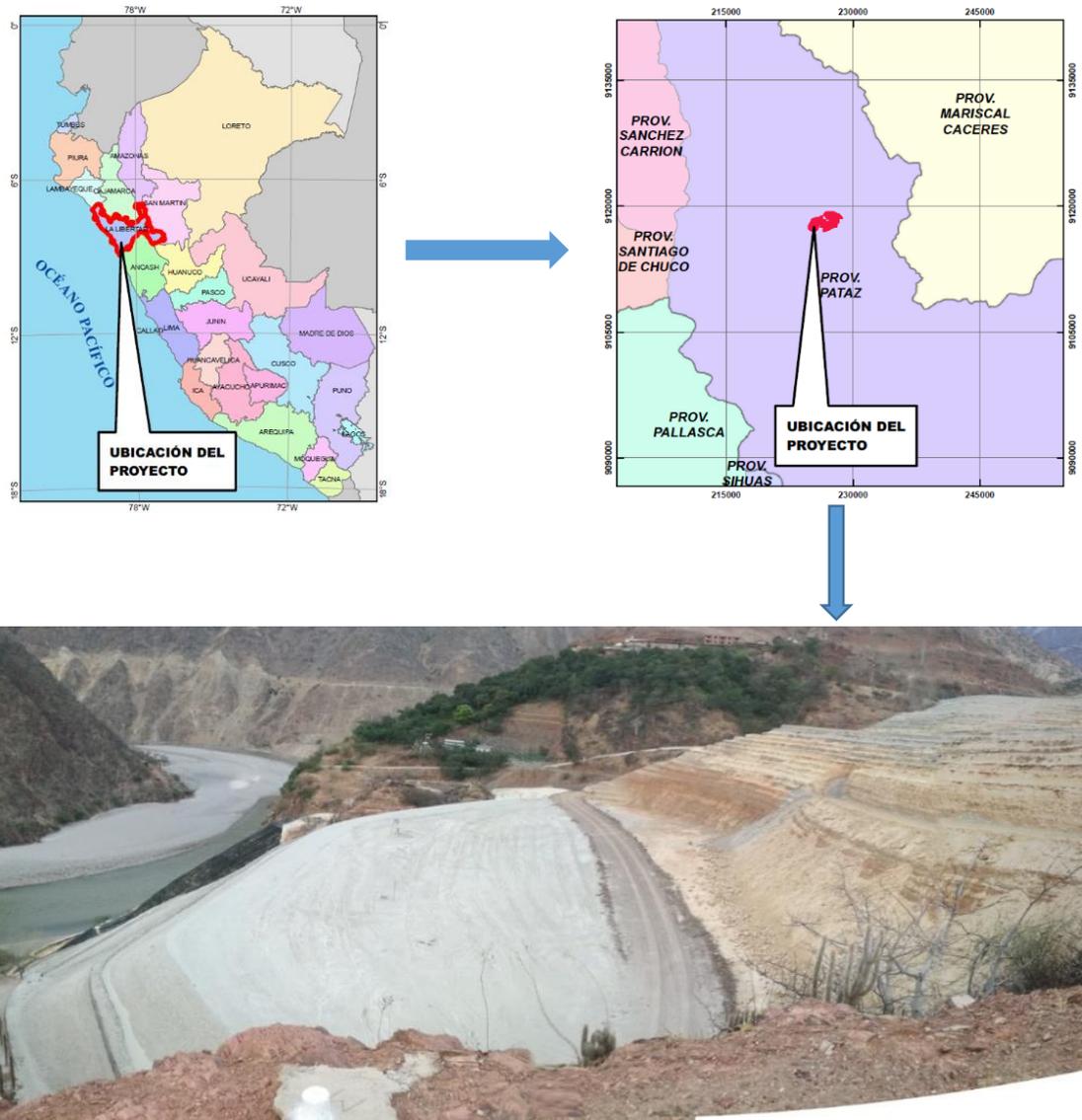


Figura 8:

Ubicación del área de estudio

El acceso por vía terrestre hacia el sitio de estudio, se realiza desde la ciudad de Trujillo por la carretera de penetración que pasa por Huamachuco hacia la localidad Vijus. En el cuadro siguiente, se detalla la ruta de acceso y las distancias recorridas al sitio del proyecto.

Tabla 1:

Accesos al sitio del proyecto

Tramo	Distancia (km)	Carretera	Distancia Acumulada (km)
Lima - Trujillo	560,0	Asfaltada	560,0
Trujillo - Huamachuco	180,0	Asfaltada	740,0
Huamachuco - Unidad Minera	153,0	Afirmada	893,0



Figura 9:

Vista panorámica del área de estudio

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

4.2.2. Levantamiento topográfico

La ingeniería agrícola, contribuye a la solución de problemas relacionados con estudios topográficos, ya que cuenta con conocimientos sólidos en el manejo y operación de equipos tales como: estación total, GPS diferencial y nivel de ingeniero, así como el procesamiento de datos con *software* especializados. Asimismo, tiene la capacidad del trabajo en equipo y toma de decisiones y se adapta a las condiciones del proyecto, asimilando fácilmente trabajos como es la batimetría de ríos. Demuestra habilidades técnicas en el procesamiento de información topográfica elaborando mapas de superficie del terreno, curvas de nivel, modelos digitales de elevación, detalles de estructuras e interpretaciones de imágenes satelitales.

Todo estos conocimientos y habilidades contribuyeron en el desarrollo óptimo de la tarea de levantamiento topográfico del cierre de los depósitos de relaves Marañón, dicho levantamiento consistió en efectuar la batimetría del río Marañón en la zona adyacente a los depósitos de relaves de estudio, replanteo de las investigaciones geotécnicas recomendadas, desarrollo del levantamiento topográfico a detalle de los depósitos de relaves y la elaboración del informe técnico con los resultados del trabajo de campo y gabinete. A continuación se describe el procedimiento de trabajo empleado.

4.2.2.1. Equipos topográficos, batimétricos y software.

Para el desarrollo óptimo del levantamiento topográfico del sitio de los depósitos de relaves y batimetría del río Marañón, se ha dispuesto de los siguientes equipos y software:

- 01 Ecosonda Teledyne Odom Hydrographic modelo ECHOTRAC CV100 doble frecuencia.
- 02 Receptores GPS marca TOPCON modelo GR-05 RTK
- 01 Bote de Jebe ZODIAK
- Odom Echart versión 1.4
- HYPACK versión 12
- Topcon Tools versión 7.2
- Sistema TopoGRAPH 98 versión 2
- Autocad Civil 3D versión 2015
- Cálculos Geodésicos IGN versión 1

4.2.2.2. Levantamiento batimétrico del río Marañón.

Para iniciar el levantamiento batimétrico, se ha empleado líneas de vida ancladas a cáncamos, estacas de fierro de 1" de diámetro y 1.0 m de longitud, ubicadas a ambos márgenes del río Marañón, en las secciones transversales que se ubicaron convenientemente en la zona de trabajo. Después de instalar los cáncamos, se amarraron dos cuerdas de nylon de 1/2" de diámetro y de 200 m de longitud en ambos márgenes.

Las cuerdas se ataron a la embarcación que será acondicionada con los equipos de medición batimétrica (Ecosonda y GPS).

a. Posicionamiento de la embarcación

El posicionamiento de la embarcación hidrográfica se consiguió mediante un sistema de posicionamiento diferencial (DGPS), para obtener posición en tiempo real (RTK). Es necesario disponer de dos receptores, uno de ellos conocido como "base", que se sitúa en el BM ELSA (punto geodésico del proyecto), y el segundo llamado "receptor móvil" ubicado a bordo de la embarcación.

El proceso sobre el posicionamiento de la embarcación se lleva a cabo de la siguiente manera: el receptor base se encarga de enviar la información sobre la posición corregida, que recibe del receptor móvil ubicado en la cubierta del barco, facilitando que los técnicos observen en tiempo real donde se localiza la embarcación en todo momento.

b. Planificación detallada del levantamiento batimétrico

Para el inicio del levantamiento batimétrico, se ha elaborado una matriz de cobertura con la ayuda del *software* HYPACK. Dentro de la matriz, se han dibujado unas líneas de sondeo paralelas entre ellas, donde la equidistancia que las separa está en función de la profundidad de la zona. La distancia entre líneas se reduce cuando la profundidad va incrementando y al contrario. Estas líneas a su vez le sirven de orientación al patrón para navegar. La distancia promedio utilizada en el levantamiento batimétrico del tramo del río Marañón adyacente al área de estudio es de 50 m. Al final, después de evaluar el tamaño de las tareas se estimó un tiempo

aproximado de navegación.

c. Puesta en marcha del sistema

En primer lugar, al subir a la embarcación, se puso en marcha el equipo de alimentación para conseguir corriente, esto hace que se inicie automáticamente el sensor de movimiento y se espera que los datos de balanceo (cabeceo, rumbo) estén estabilizados. A continuación, se activó la puesta en marcha la Ecosonda Teledyne Odom Hydrographic modelo ECHOTRAC CV100, una laptop marca THOSHIBA modelo LT 745, y el dispositivo GPS marca TOPCON modelo GR-05 RTK. A través del software de navegación (HYPACK), se integran todos estos sensores.



Figura 10:

Levantamiento batimétrico río Marañón

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

4.2.2.3. Levantamiento topográfico del depósito de relaves Marañón.

El levantamiento topográfico se realizó en coordenadas UTM con el método RTK, cinemático en tiempo real (Real Time Kinematic), el cual utiliza un punto de ubicación fijo (Base de referencia equipada con una radio de enlace), en nuestro caso los BMs SARA, ELSA y ELVIRA, proporcionados por CM PODEROSA, y una estación móvil (Rover equipada con una radio de enlace). La base de referencia tiene un radio de enlace conectado y retransmite los datos que recibe de los satélites. La estación móvil tiene un radio de enlace y recibe la señal transmitida de la base de referencia.

La metodología de “Tiempo Real”, en resumen, utiliza un radio enlace de datos para transmitir los datos del satélite desde la base de referencia hacia la estación móvil. Esto permite calcular las coordenadas y mostrarlas en tiempo real, mientras se lleva a cabo el levantamiento del depósito de relaves Marañón.

4.2.2.4. Replanteo de Investigaciones Geotécnicas.

El replanteo de las investigaciones geotécnicas, se realizó con el método RTK, las estaciones base fueron los BMs SARA, ELSA y ELVIRA, proporcionados por CM PODEROSA, y una estación móvil (Rover equipada con una radio de enlace).



Figura 11:

Estación base BM ELSA

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

4.2.2.5. Trabajos de gabinete.

El objetivo principal fue obtener las curvas de nivel de los levantamientos mediante una calibración local GPS, estableciendo la relación entre los puntos capturados por el receptor GPS y las posiciones de cuadrícula de mapas locales o coordenadas topográficas locales.

Los trabajos de topografía aplicaron este procedimiento para la transformación de

coordenadas UTM a coordenadas topográficas, utilizando como herramienta de cálculo el software Sistema TopoGRAPH.

Posterior a este análisis, las coordenadas del levantamiento topográfico y batimétrico son ahora topográficas locales con origen en el sistema de referencia geodésico Datum Provisional Sudamericano de 1956 (PSAD-56), sistema que ha sido reemplazado por el sistema de referencia geodésico mundial de 1984 (WGS-84), según la Ley que Oficializa el Sistema de Cuadrículas Mineras en Coordenadas UTM WGS84, Ley N° 30428 y disposiciones complementarias a los procedimientos mineros DECRETO SUPREMO N° 025-2016-EM.

Las coordenadas topográficas locales con origen en el sistema de referencia geodésico mundial (WGS-84), obtenidas, se han utilizado en la elaboración de los planos topográficos en el Software Autodesk Civil 3D 2015, generando un modelo irregular de triángulos que es la base para la obtención del modelo del terreno natural con todos los accidentes y singularidades encontradas en el levantamiento batimétrico y topográfico.

Además, el levantamiento topográfico y batimétrico se ha complementado con los planos topográficos de las instalaciones mineras, proporcionados por CM PODEROSA.

El entregable del procesamiento efectuado es el plano topográfico con los detalles existentes en el área levantada, ubicación de las investigaciones geotécnicas replanteadas y BMs de referencia, con equidistancia de 1.0 m para las curvas de nivel y proyectados a escala 1/1000.

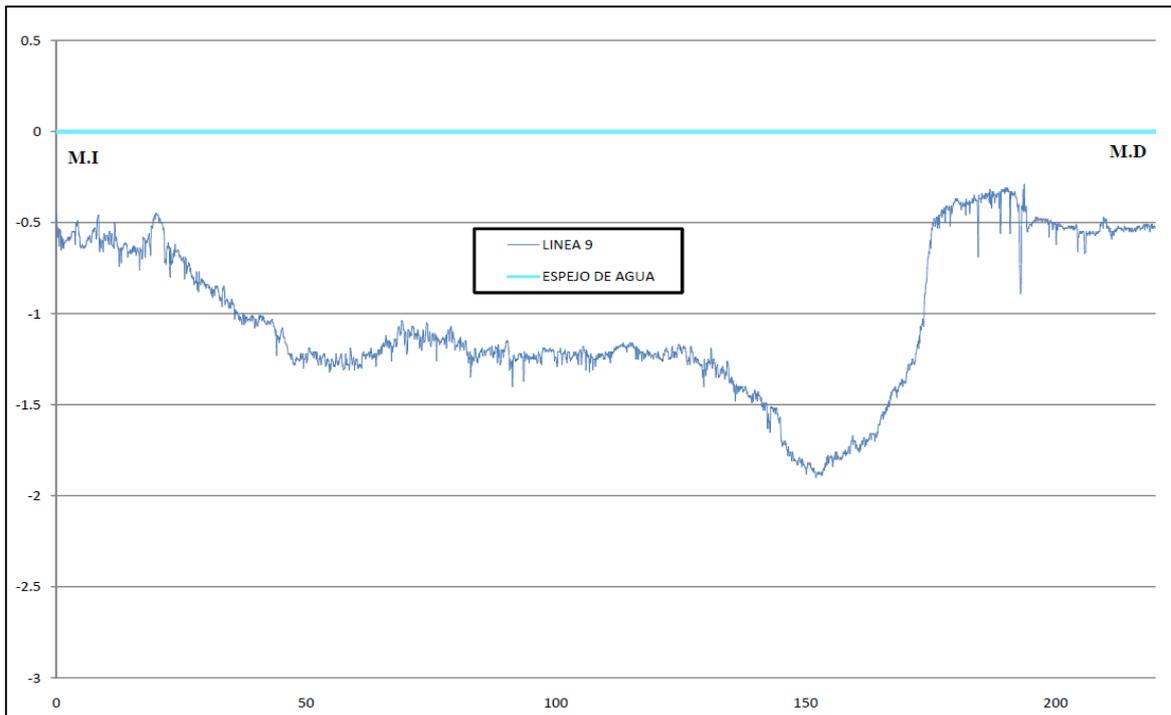


Figura 12:
Representación de la sección de cauce río Marañón

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

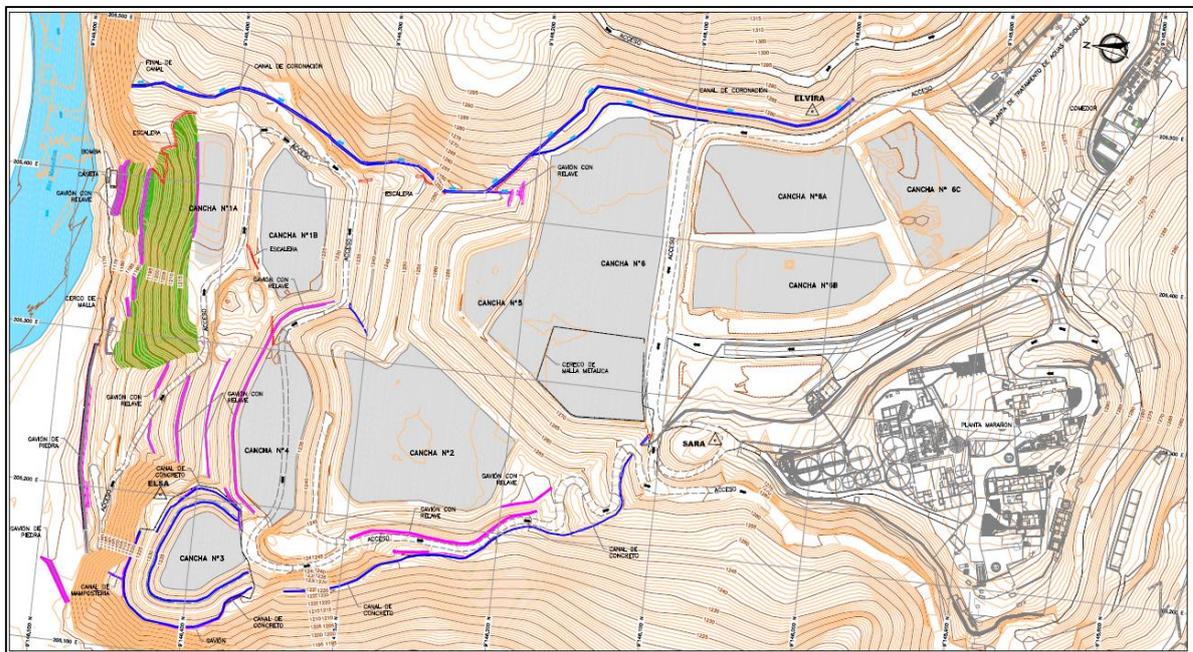


Figura 13:
Levantamiento topográfico depósitos de relaves marañón

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

4.2.3. Evaluación geológica y geotécnica

En este capítulo como responsable del estudio, se ha realizado la coordinación directa con el especialista de geología y geotecnia, brindándole soporte en la ejecución de trabajos campo y gabinete; las principales situaciones a resolver como profesional agrícola fueron en las investigaciones geotécnicas de campo, donde se supervisó la excavación de calicatas y trincheras, ensayos de densidad *in-situ* con el método de cono de arena, seguido del proceso en gabinete, donde se realizó la interpretación y análisis de parámetros resistencia de suelos, y posterior procesamiento en el software Rock Science, Módulo Slide Versión 7.0, para el análisis de estabilidad de los depósitos. Estas tareas fueron desarrolladas con base en las técnicas aprendidas en los cursos de geología y geotecnia, mecánica de suelos y diseño de presas.

A continuación se describe las principales tareas resueltas, en las cuales se tuvo intervención como coordinador y apoyo especializado.

4.2.3.1. Geología.

a. Geología Regional

Acompañado del especialista de geología y geotecnia, se ha identificado que los depósitos de relaves Marañón, regionalmente, se encuentran ubicados al Norte del poblado de Vijus, en la margen derecha del río Marañón, este sitio se encuentra inmerso específicamente en la Carta 16-h del Ingemmet (Mapa Geológico del Cuadrángulo de Pataz).

- **Geomorfología:** La zona de estudio, se encuentra disectada por grandes valles y cañones que pertenecen al drenaje del Marañón. El valle del río Marañón puede alcanzar una profundidad aproximada de 3,000 metros, y un ancho promedio de 15 a 20 kilómetros.

Las principales características del valle son:

- Fuerte pendiente de sus flancos.
- Flancos continuos por decenas de kilómetros sin mayores interrupciones.

- **Litoestratigrafía:** Regionalmente, en la zona de estudio, se presentan las siguientes unidades litoestratigráficas:
 - Complejo Marañón (Pe-cm): Las rocas del complejo Marañón datan del Precámbrico, a las cuales afloran ampliamente a ambos márgenes del río Marañón, con un ancho aproximado de 15.0 km. El profundo corte del Marañón permite la observación de una potencia máxima de más de 2.0 Km. Este complejo metamórfico se distingue tres unidades. La unidad inferior consiste en micas y esquistos, sobre la cual aflora una filita negra y localmente una meta-andesita verdosa, la presencia de intercalaciones esquistosas dentro de la meta-andesita, sugiere que estratigráficamente ésta viene entre la mica-esquisto y la filita.
 - Grupo Copacabana (Pi-c): La formación Copacabana corresponde a afloramientos restringidos de caliza. La secuencia de este grupo consiste aproximadamente de 150 metros de calizas grisáceas, localmente arenosa, estratificada en capas delgadas entre las cuales las más comunes son intercalaciones de lutitas negras y limolitas
 - Grupo Mitu (Ps-m): Al Sur de la zona de estudio, se presentan afloramientos del Grupo Mitu, correspondiente a una formación paleozoica conformada por areniscas y conglomerados de un color rojo oscuro que se ha correlacionado con la formación Mitu. Existen afloramientos más restringidos de la misma unidad y se encuentran entre las localidades de Vijus y Chagual.
 - Grupo Pucará (TriJ-p): En el cuadrángulo de Pataz aflora una unidad de calizas que corresponden al Grupo Pucará, que tiene un amplio desarrollo en los Andes Centrales. El Grupo Pucará se encuentra en tres sectores del cuadrángulo de Pataz. El afloramiento más extenso forma la parte alta del lado occidental del valle del Marañón, entre el río Chusgón y los alrededores de Molino Viejo.

b. Geología Local

- **Geomorfología:** Los depósitos de relaves Marañón 1, 2, 4, 5 y 6

geomorfológicamente se encuentra relacionado con la unidad morfoestructural de la cordillera occidental, Valle del Marañón e intensa erosión fluvial. En base al reconocimiento de campo, en el área de estudio se han diferenciado las siguientes unidades geomorfológicas:

- Colinas Altas: En el área de estudio las colinas altas se encuentran dividiendo el valle, se caracterizan por presentar topografía abrupta y accidentada, con pendientes fuertes y alturas que varían desde 1,500 hasta 3,000 msnm. Presenta una topografía irregular y están constituidos principalmente por roca granodiorita resistente, moderadamente fracturada y poco intemperizada; presenta bajos ángulos de buzamiento de los estratos, las mismas que habrían propiciado la formación de superficies tabulares.
- Valle: Representada por el valle de la Encañada, que disecan el área de estudio; caracterizado por corto recorrido y fondo considerable, con presencia de fuertes pendientes en sus flancos; en las zonas más escarpadas; su configuración sugiere una actividad de erosión y deposición, originando la profundización del valle y subsiguiente colmatación, los depósitos están compuestos por suelos cuya génesis es producto de la acción de la gravedad y meteorización, compuesta por fragmentos angulosos a sub-angulosos, inmersas en una matriz arenosa.
- **Litoestratigrafía:** Localmente, en la zona de estudio, se presentan las siguientes unidades litoestratigráficas:
 - Depósitos Coluviales (Q-co): Los depósitos coluviales se encuentran a ambos flancos donde se emplaza el depósito de relaves Marañón y se presentan cubriendo parcialmente los afloramientos rocosos de Diorita. Los depósitos coluviales están representados por gravas y arenas limosas arcillosas, medianamente densas, secas.
 - Depósitos Aluviales (Q-al): Los depósitos aluviales corresponden a los materiales que se encuentran en el lecho del río Marañón. De acuerdo a la

inspección de campo, están representados por gravas y arenas, pudiendo presentarse bloques y bolonería ocasionales producto del arrastre de material en época de avenidas del mencionado río. Los depósitos aluviales se presentan sueltos y están a lo largo del río Marañón.

- Depósitos Tecnógenos (Q-te): Los depósitos tecnógenos en la zona de estudio, están representados por el material de relaves producto de la actividad minera, y han sido dispuestos en los depósitos de relaves Marañón. Este material de relaves está conformado por limos y arcillas de color gris oscuro, y superficialmente se presentan poco húmedos a secos. De acuerdo al programa de investigaciones por medio de ensayos SPT, este material se presenta con una consistencia densa a medianamente densa. Asimismo Los ensayos ejecutados permiten determinar que el material de relave posee permeabilidad moderadas a bajas del orden de 10^{-4} a 10^{-5} cm/seg.
- Roca Diorita (Ti-di): A ambos flancos de la quebrada donde se emplaza el depósito de relaves Marañón 1,2,3,4,5 y 6, se presentan afloramientos de roca intrusiva del tipo diorita. La roca se presenta de color gris verdosa oscura, presentándose superficialmente alteradas y fracturadas a muy alteradas y fracturadas.
- **Geodinámica Externa:** En la zona de estudio se han observado dos (2) fenómenos de geodinámica externa.
 - El primer fenómeno geodinámico está relacionado directamente al tipo de roca existente y al grado de fracturamiento y diaclasamiento por efecto de descompresión del macizo, su génesis y susceptibilidad ante agentes de meteorización, produciendo probablemente la caída de rocas.
 - El segundo fenómeno está relacionado a los deslizamientos de material en los alrededores y en las laderas de los cerros; ambos fenómenos son producto de la acción erosiva ocasionado por las precipitaciones pluviales.

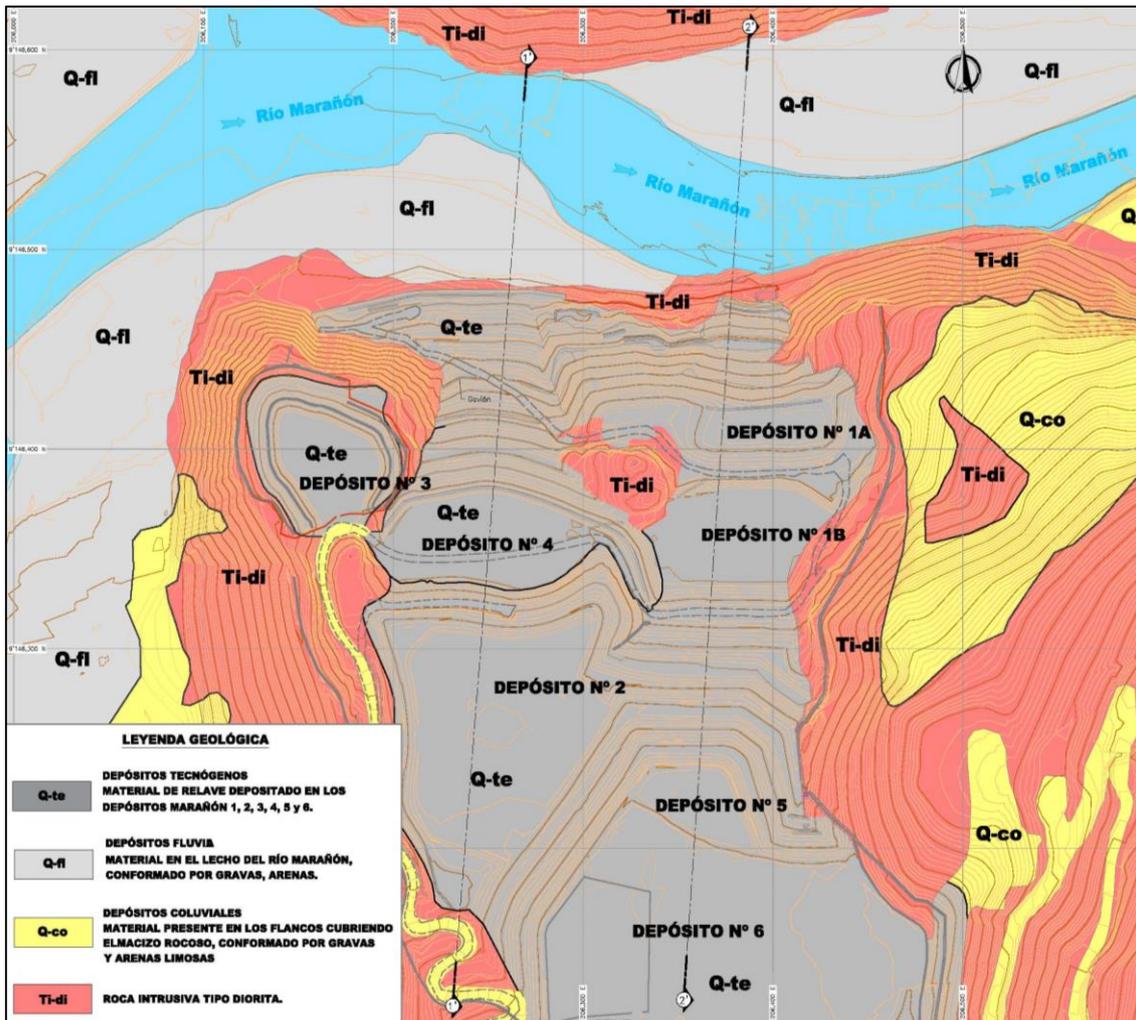


Figura 14:

Mapa geológico local

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

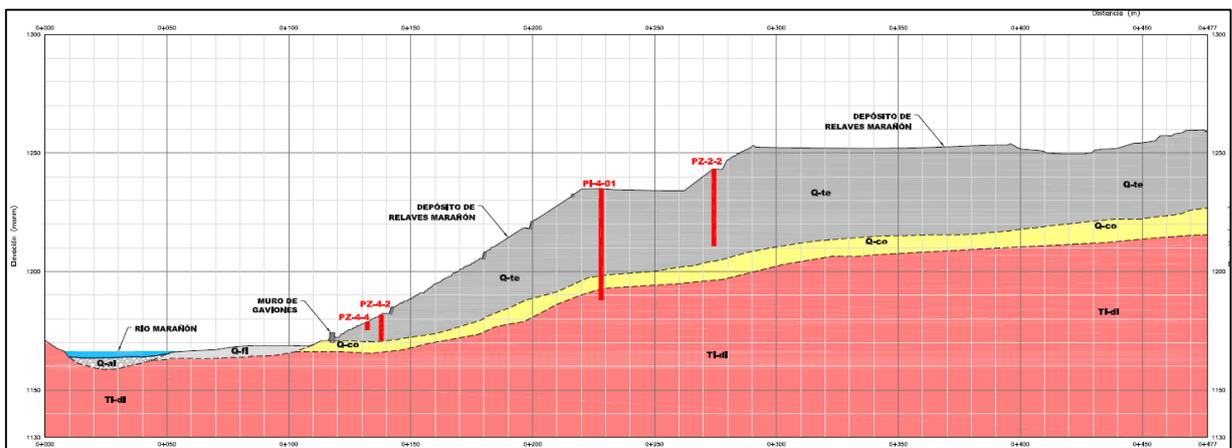


Figura 15:

Sección geológica depósito de relaves marañón

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

4.2.3.2. Geotecnia.

a. Investigaciones geotécnicas

- **Calicatas:** El programa de investigación de campo consideró la exploración mediante la excavación de calicatas, este trabajo se ejecutó en el mes de octubre del 2017. En total se realizaron catorce (14) calicatas y una (01) trinchera ubicadas en los depósitos de relaves existentes (1 (1A y 1B), 2, 4, 5 y 6). En las calicatas realizadas se llevó a cabo una detallada descripción de los tipos de suelos siguiendo los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS-ASTM D-2488-00). Asimismo, se tomaron muestras disturbadas de las paredes de las calicatas, las cuales fueron identificadas y debidamente protegidas para su posterior envío al laboratorio de mecánica de suelos.

A continuación se resume la investigación geotécnica relacionada con el proyecto:

Tabla 2:

Relación de calicatas ejecutadas

Calicata	Profundidad (m)	Este (m)	Norte (m)	Cota (msnm)	Zona
C-1	1.5	9146452	206261	1186	Depósito N° 4
C-2	2.0	9146420	206263	1205	Depósito N° 4
C-3	2.0	9146398	206260	1218	Depósito N° 4
C-7	2.0	9146418	206347	1217	Depósito N° 4
C-4	2.0	9146417	206402	1212	Depósito N° 1A
C-5	2.0	9146366	206377	1224	Depósito N° 1A
C-6	1.5	9146342	206256	1234	Depósito N° 1B
C-8	2.0	9146289	206370	1245	Depósito N° 1B
C-11	2.0	9146295	206264	1252	Depósito N° 1B
C-9	2.0	9146219	206220	1253	Depósito N° 2
C-10	2.0	9146267	206355	1256	Depósito N° 2
C-12	2.0	9146228	206360	1269	Depósito N° 5
C-13	3.0	9146198	206339	1272	Depósito N° 6
C-14	1.5	9146192	206371	1272	Depósito N° 6
T-1	L= 6.3 m	9146207	206350	1272	Depósito N° 6

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- **Ensayos de densidad de Campo:** Durante el desarrollo del presente proyecto se ejecutaron, en las calicatas excavadas en el depósito de relaves, ensayos de densidad *in-situ* con el método del cono y arena calibrada, siguiendo la norma ASTM D1556. Los resultados de estos ensayos se indican en la Tabla 3, en la que se presenta los resultados de densidad desarrollados en octubre del 2017.

La densidad del material de relaves en los depósitos de relaves investigados muestran los siguientes valores:

Tabla 3:

Ensayos de Densidad in situ (Cono y Arena Calibrada)

Año	Calicata	Profundidad (m)	Densidad Húmeda (g/cm ³)	Humedad (g/cm ³)	Densidad Seca (g/cm ³)	Depósito de Relaves
2017	C-1	1.5	1.841	4.3	1.765	4
2017	C-2	2.0	1.447	1.8	1.421	4
2017	C-3	2.0	1.406	3.2	1.363	4
2017	C-7	2.0	1.641	6.5	1.541	4
2017	C-4	2	1.842	3.1	1.787	1A
2017	C-5	2	1.73	4.9	1.65	1A
2017	C-6	1.5	1.922	4.8	1.833	1B
2017	C-8	2.0	1.723	3.7	1.662	1B
2017	C-11	2.0	1.705	2.5	1.664	1B
2017	C-9	2.0	1.637	2.7	1.594	2
2017	C-10	2.0	1.810	2.6	1.765	2
2017	C-12	2.0	1.550	4.1	1.489	5
2017	C-13	2.0	2.194	6.6	2.058	6
2017	C-14	1.5	2.196	2.5	2.143	6

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- **Ensayos de laboratorio:** Se resume a continuación resultados de ensayos de laboratorio estándar y de resistencia cortante evaluados en estudios anteriores.
- **Parámetros índices:** Los resultados de estos ensayos se indican en tabla siguiente, desde años anteriores se ha venido caracterizando geotécnicamente todos los materiales que conforman el modelo geotécnico del Depósito de Relaves N°1, 2,

4, 5 y 6, para ello los ensayos ejecutados fueron: análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422), límites de Atterberg (ASTM D-4318), clasificación SUCS (ASTM D-2487) y contenido de humedad (ASTM D-2216).

Tabla 4:

Ensayos estándar de clasificación de suelos

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	W (%)	Granulométrica			Límites de Atterberg		SUCS
				Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LL	IP	
C-3	M-1	0.0-1.50	--	--	37.2	62.8	NP	NP	ML
C-5	M-1	0.30-2.50	--	--	22.7	77.3	23.2	NP	ML
C-6	M-1	0.0-1.50	--	--	23.0	77.0	NP	NP	ML
C-9	M-1	0.40-2.00	--	--	26.4	73.6	NP	NP	ML
C-12	M-1	0.00-2.00	--	--	33.0	67.0	NP	NP	ML

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- Ensayos de resistencia: Las propiedades geotécnicas del suelo de cimentación, relaves y desmonte de mina, fueron evaluadas teniendo en consideración los resultados de los ensayos de densidad in situ, resistencia de corte directo, triaxial CU y triaxial CD. Los resultados del ensayo de compresión triaxial (CU) se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5:

Ensayos Estándar de clasificación de suelos

Ubicación	Calicata	Muestra	Prof.(m)	SUCS	Totales		Efectivos	
					C (kPa)	ϕ (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)
Depósito N° 2	C-3	M-1	0.0-1.50	ML	7.1	15.3	0.0	36.6
Depósito N° 1A	C-5	M-1	0.30-2.50	ML	64.5	31.3	12.7	37.9
Depósito N° 5	C-12	M-1	0.0-2.00	ML	74.9	23.9	1.6	37.4

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- Ensayos de permeabilidad (ASTM D-5084): Los resultados de permeabilidad en muestras del material de relave tipo limo (ML), presente en el depósito de relaves Maraón se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6:

Ensayos de resistencia cortante

Calicata	Muestra	Prof.(m)	SUCS	Permeabilidad (cm/s)
C-3	M-1	0.0-2.00	ML	2.42E-04
C-12	M-1	0.0-2.00	ML	7.94E-05

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- Ensayos de gravedad específica (ASTM D 854): Se realizaron ensayos de gravedad específica en los materiales del depósito de relaves 1-B. Los resultados de estos ensayos se incluyen en la Tabla 7.

Tabla 7:

Gravedad específica de sólidos

Calicata	Muestra	Prof. (m)	SUCS	Gs Total
C-3/depósito N° 4	M-1	0.0-1.50	ML	2.75
C-5/ depósito N° 1A	M-1	0.3-2.50	ML	2.77
C-6/ depósito N° 1-B	M-1	0.0-1.50	ML	2.79
C-9/ depósito N° 2	M-1	0.4-2.00	ML	2.82
C-12/ depósito N° 5	M-1	0.0-2.00	ML	2.75
C-1 (Asnapampa)	M-1	0.0-2.00	GP	2.69

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- **Ensayos en muestras de roca:** El basamento de roca ha sido evaluado en el año 2015 por la empresa JMF Ingeniería y Construcción, donde realizaron los siguientes ensayos.
 - 10 ensayos de carga puntual.
 - 01 ensayos de compresión simple.
 - 02 ensayos de propiedades físicas de las rocas.

- **Perfil geotécnico del depósito y su cimentación:** En base a la información de campo, mapeo geológico e investigaciones de estudios anteriores se ha confeccionado los perfiles estratigráficos (A-A' y B-B'), para el análisis de estabilidad física.

A continuación se muestra la descripción del perfil estratigráfico sección B-B'.

- Sección B-B': El perfil estratigráfico de la sección B-B', comprende los depósitos de relaves N° 1-A, N° 1-B, N° 5 y N°6, presenta 3 estratos:

Estrato N° 1: Corresponde al material subyacente en el depósito de relaves N° 1-A, 1-B, N°5 y N° 6, clasificado como arcilla limosa (CL-ML) y expuesta en la sección entre la progresiva 0+136.23 y 0+508, de acuerdo a los resultados del ensayo de penetración estándar SPT (ASTM D-1586) la consistencia de este estrato es variable de muy rígido a duro (N entre 18 y 52 golpes/pie). El espesor del estrato es variable de 15.0 m a 36.7 m.

Estrato N° 2: Expuesto en el en la sección entre las progresivas 0+130 y 0+350 corresponde al depósito cuaternario de gravas bien gradadas (GW).

Estrato N° 3: Corresponde al basamento de roca de tipo diorita (Ti-di). La profundidad del nivel freático es variable, se encuentra en el estrato N° 3 (basamento de roca).

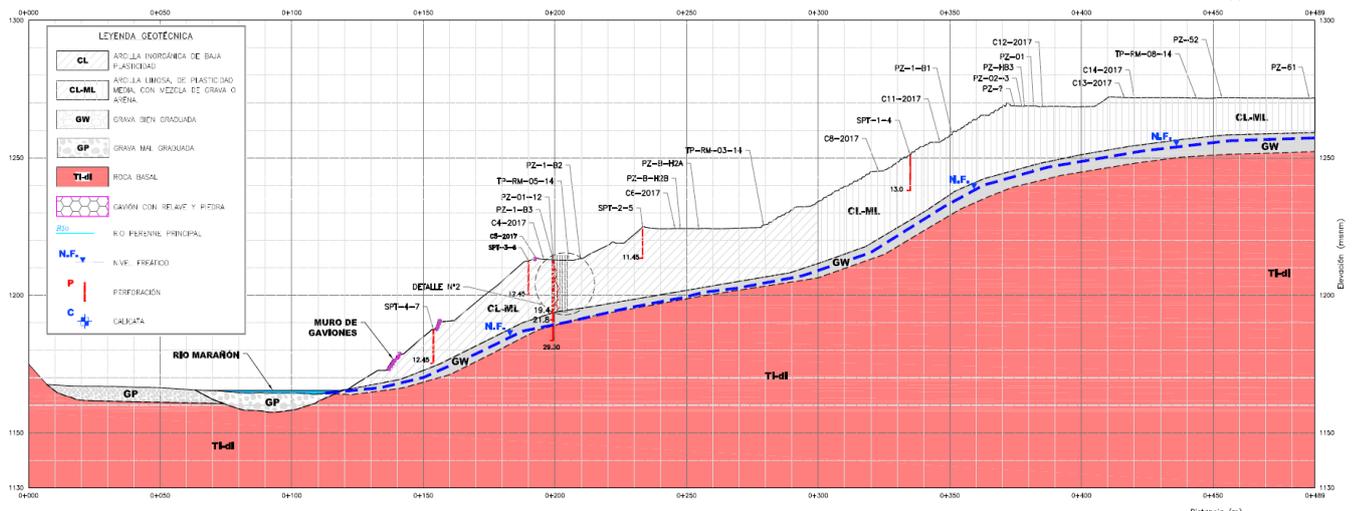


Figura 16:

Perfil geotécnico B-B'

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

b. Evaluación geotécnica de los depósitos de relaves y su cimentación

- **Cimentación:** El material de fundación del depósito de relaves N°: 1-A, 1-B, N°2, N°4, N°5 y N° 6 está conformado por el depósito coluvial (Q-co) de gravas bien gradadas y finos. Teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas que presentan la cimentación del depósito de relaves Marañón, obtenidas de los resultados de las investigaciones geotécnicas realizadas por Geoservice y estudios anteriores, se han seleccionado parámetros de propiedades índices y de resistencia. En la siguiente tabla se presentan dichos parámetros definidos.

Tabla 8:

Parámetros de resistencia cortante - cimentación

Material	Peso Unitario (kN/m ³)	Parámetros de Resistencia			
		Totales		Efectivos	
		C (kN/m ²)	(ϕ)	C' (kN/m ²)	(ϕ')
Cimentación (Deposito Coluvial)	20	50	36	45	38

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- **Basamento de Roca:** El basamento de roca lo conforma la Formación Pataz constituido por Dioritas.

- **Desmante de Mina:** El desmante de mina que cubre la plataforma del depósito de relaves N° 6, clasificado como una grava limosa (GM) con bloques de roca angular TM= 30 cm, muy densa. Los parámetros geotécnicos índice y de resistencia hallados son:

Tabla 9:

Parámetros de resistencia cortante - desmante de mina

Material	Peso Unitario (kN/m ³)	Parámetros de Resistencia			
		Totales		Efectivos	
		C (kN/m ²)	(ϕ)	C' (kN/m ²)	(ϕ')
Desmante de Mina (GM con bloques de roca angular TM= 30 cm)	22	--	--	25	44

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- **Características geotécnicas de los relaves:** El relave acumulado en los depósitos de relaves Marañón N° 1-A, 1-B, 2,4, 5 y 6 ha sido caracterizado a través de ensayos de laboratorio reportados por JMF (2015). Estas pruebas clasificaron el material como limo (ML) (44.8 % a 46.3 % de arenas y 53.7 % a 55.2 % finos, con un límite líquido (LL) de 17.6 % a 18.1 % y un índice de plasticidad (IP) de de 3.8 % a 4 %) y Arcilla Limosa (CL-ML) (20 % a 43.4 % de arenas y 55.6 % a 76.7 % finos, con un límite líquido (LL) de 18.2 % a 25.4 % y un índice de plasticidad (IP) de de 4.2 % a 7.3 %). Los parámetros de resistencia son:

Tabla 10:

Parámetros de resistencia cortante - relaves

Material	Depósito	Peso unitario (kN/m ³)	Parámetros de resistencia			
			Totales		Efectivos	
			C (kN/m ²)	(ϕ)	C' (kN/m ²)	(ϕ')
Relaves, Limo (ML)	Depósito N° 2	18.0	7.1	15.3	0.0	36.6
Relaves, Limo (ML)	Depósito N° 1A	18.0	64.5	31.3	12.7	37.9
Relaves, Limo (ML)	Depósito N° 5	17.0	74.9	23.9	1.6	37.4

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

- **Taludes en el depósito de relaves Marañón:** En la construcción del depósito de relaves Marañón 1 (1A y 1B), 2, 4, 5 y 6, se utilizaron en distintos niveles obras de estabilización de taludes mediante gaviones, sacos de arena. Los parámetros de resistencia son:

Tabla 11:

Parámetros de resistencia cortante - relaves

Material	Peso unitario (kN/m ³)	Parámetros de resistencia			
		Totales		Efectivos	
		C (kN/m ²)	(ϕ)	C' (kN/m ²)	(ϕ')
Grava Arenosa	20.0	0	38	0	38
Gavión	21.0	20	40	20	40
Sacos de arena	18.0	0	34	0	34

FUENTE: Cía. Minera Poderosa, 2017.

4.2.4. Evaluación hidrológica e hidráulica

4.2.4.1. Hidrología.

El estudio hidrológico se centró en la generación de caudales en puntos de interés, mediante el uso de modelos de precipitación-escorrentía, los cuales se utilizaron en el diseño de obras hidráulicas correctivas. Asimismo, se ha generado a partir de los registros en la estación hidrométrica de Vijus, los caudales máximos para diferentes periodos de retorno que servirán para la modelación hidráulica del río Marañón.

La contribución como profesional agrícola fuente íntegra, desde la delimitación de cuenca, el análisis de variables climáticas, la generación de caudales, modelación hidrológica de la cuenca de interés y modelación hidráulicas del río Marañón. Estas soluciones fueron determinantes para los diseños de obras hidráulicas propuestas, por lo tanto, los conocimientos adquiridos en los cursos de hidrología, hidráulica fluvial, métodos en hidrología e hidráulica computacional fueron esenciales para el desarrollo de este capítulo, como se describe a continuación.

a. Delimitación de cuencas y obtención de parámetros geomorfológicos

Con base en las técnicas de sistemas de información geográfica y apoyada con el software ArcGis 10.5 y Hec-GeoHms se procedió a delimitar la cuenca que emplaza a los depósitos de relaves Marañón. Asimismo, aplicando los conocimientos básicos de hidrología se ha determinado los parámetros geomorfológicos de forma, drenaje y relieve.

Tabla 12:

Parámetros geomorfológicos

Microcuenca		Encañada	
Área		Km2	0.75
Perímetro		Km	5.48
Forma de Cuenca	Índice de compacidad	Kc	1.77
	Factor de forma	Ff	0.29
Red de Drenaje	Pendiente río principal	%	28.6
	Longitud río principal	Km	1.6
	Densidad de Drenaje	(Km/Km2)	0.3
Elevación Media		msnm	1490

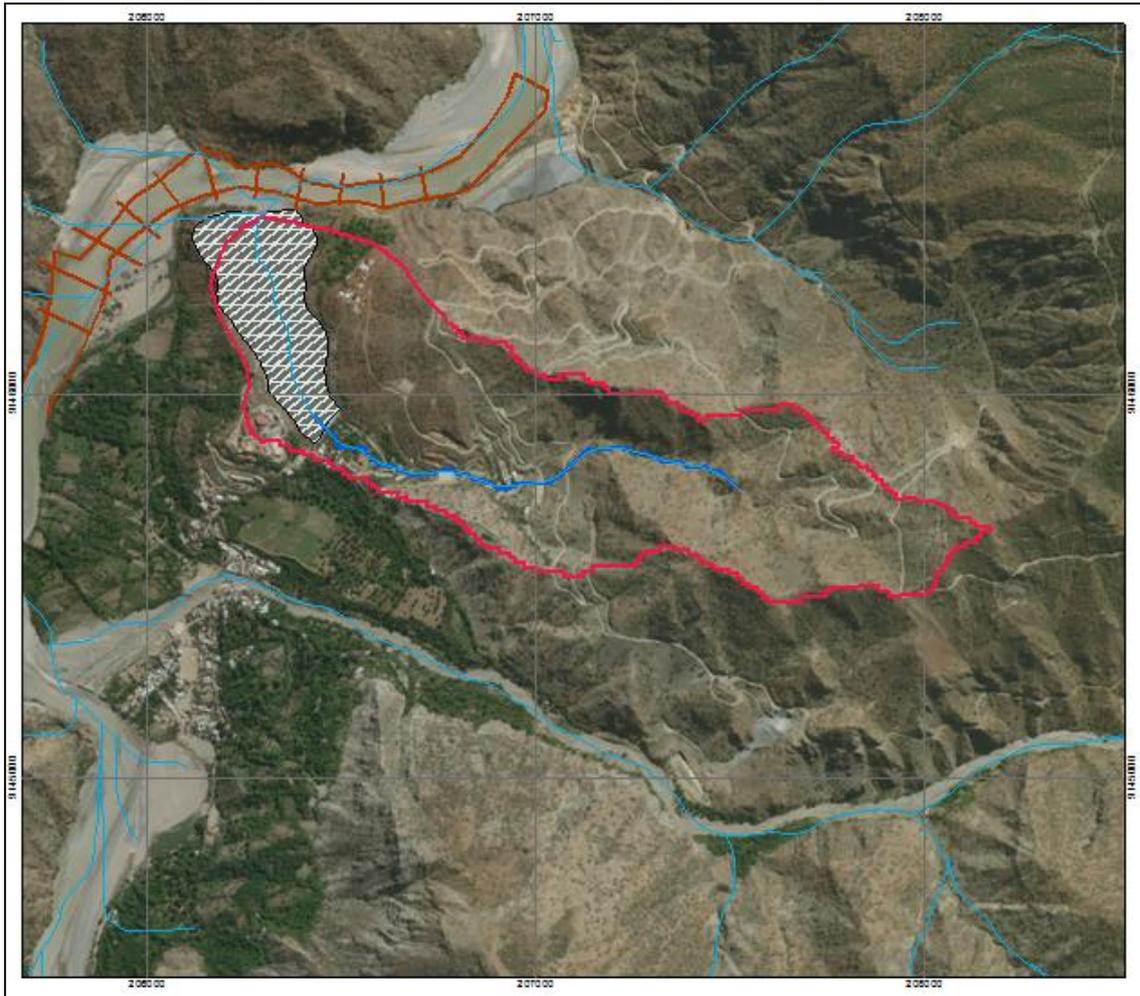


Figura 17:

Delimitación de la microcuenca de interés.

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

b. Climatología

De la evaluación de precipitación y temperatura se ha identificado que el clima en la zona del proyecto varía entre templado y cálido, caracterizándose por tener una temporada de lluvias entre los meses de noviembre a abril; y una temporada seca en el resto del año.

En base a los conocimientos básicos de meteorología e hidrología se ha realizado el análisis de los siguientes variables: precipitación, temperatura, humedad, viento y horas de sol, de las estaciones del SENAMHI que contienen información disponible, como se muestra a continuación:

Tabla 13:

Estaciones Meteorológicas

Estación	Ubicación política			Ubicación geográfica			Periodo de datos
	Departamento	Provincia	Distrito	Este (m)	Norte (m)	Altitud (msnm)	
Vijus	La Libertad	Pataz	Pataz	206237	9145853	1290	2007-2017
Huamachuco	La Libertad	Sánchez Carrión	Huamachuco	825371	9134830	3290	1989-2016
Cachicadan	La Libertad	Santiago De Chuco	Cachicadan	814116	9103546	2890	1964-1981/ 1985-2016
Tayabamba	La Libertad	Pataz	Tayabamba	248491	9083657	3250	1973-1983
Cajas	La Libertad	Pataz	Ongon	279695	9087512	1950	1973-1991
Lag. Huangacocha	La Libertad	Sánchez Carrión	Huamachuco	823440	9121929	3780	1995-2009
Buldibuyo	La Libertad	Pataz	Buldibuyo	239198	9102044	3243	1969-1988

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Con el soporte del curso de Precepción Remota y SIG se ha logrado plasmar las estaciones en un plano temático, como se muestra a continuación:



Figura 18:

Ubicación de estaciones meteorológicas

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

- **Precipitación:** La precipitación total anual promedio presente en la zona de proyecto es 400.0 mm, con una mínima promedio de 0.9 mm registrado en el mes de julio y una máxima promedio de 76.1mm en marzo. Del promedio multianual anual podemos decir que el régimen de lluvia en la zona de estudio es moderadamente lluvioso.

- **Temperatura media:** El régimen de temperaturas medias tiene una tendencia constante en todo el año, donde oscila entre valores de 24. 1° C como mínimo y 29. 4° C como máximo. La temperatura media que representa la zona de estudio es 26. 8 °C, que se interpreta como un clima del tipo cálido.

- **Humedad relativa:** Indica la cantidad de vapor de agua que se encuentra presente en el aire. La humedad relativa media mensual es 48.9 %, con una máxima media de 63.9 % en el mes de marzo y una mínima media de 35.2 % en el mes de setiembre, este parámetro guarda estrecha relación con la precipitación.

- **Velocidad de viento:** Según el análisis de información se observa una variación de la velocidad de viento promedio mensual va de 0.4 m/s a una máxima promedio de 2.6 m/s, con una media igual 1.0 m/s.

- **Dirección del viento:** La dirección Norte Noroeste con 13.59 % de incidencia y la dirección Sur con 12.1 %.

Tabla 14:

Resultados del análisis climático

Variable	Total/ media	Unidad
Precipitación	4000	mm/año
Temperatura	26.8	°C
Humedad Relativa	48.9	%
Velocidad Viento	1.0	m/s
Dirección Viento	NNE	>Incidencia

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

c. Generación de caudales de escorrentía superficial

Las descargas máximas en la quebrada Encañada, lugar que emplaza los depósitos de relave Marañón, fueron determinadas en base a las precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones más cercanas al proyecto y las características geomorfológicas de la cuenca.

- **Análisis de precipitación máxima en 24 horas:** Los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas, de las estaciones anteriormente mencionadas, fueron sometidos a un análisis estadístico de frecuencias y a un posterior ajuste de función de probabilidad. Esta metodología permitió generar precipitaciones para diferentes periodos de retorno como: 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años, los cuales serán utilizados en la generación de caudales.

Tabla 15:

Pp_{máx24horas} para diferentes periodos de retorno

Estación	Periodo de retorno						
	TR2	TR5	TR10	TR20	TR50	TR100	TR500
Buldibuyo	29.5	50.6	67.0	84.6	109.9	130.8	186.1
Huamachuco	28.9	36.2	40.5	44.3	48.8	52.0	58.8
Tayabamba	36.6	43.9	48.3	52.3	57.2	60.6	68.3
Cachicadan	32.3	40.1	44.9	49.3	54.8	58.7	67.7
Lag. Huangacocha	32.7	39.2	44.1	49.5	57.3	63.9	82.0

- **Generación de caudales máximos:** Previamente se ha realizado el cálculo de las curvas intensidad duración y frecuencia (I-D-F) a partir de la pp_{max24hrs}, también se ha determinado el tiempo de concentración en la microcuenca de interés y se ha calculado el coeficiente de escorrentía, a través de tablas según el tipo de suelos, la pendiente y cobertura vegetal. Asimismo, se ha obtenido el Número Curva del área de interés.

Posteriormente, se ha realizado el modelamiento hidrológico, para determinar los caudales máximos de diseño se utilizaron los siguientes Métodos.

- Método del Hidrograma del S.C.S.
 - Método del Hidrograma Unitario de Clark.
 - Fórmula Racional.
- **Resultados de la simulación:** Los hidrogramas de avenida fueron calculados para diferentes periodos de retorno mediante los siguiente métodos: Clark, Soil Conservation Service (SCS), Racional, los resultados se muestran a continuación:

Tabla 16:

Caudales máximos simulados (m^3/s)

Microcuenca	Método	TR 10	TR20	TR 50	TR 100	TR 150	TR 500	TR 1000
Quebrada Encañada (Depósito de relaves Marañón)	Clark	0.40	0.55	0.78	0.97	1.10	1.44	1.72
	SCS	0.42	0.61	0.91	1.13	1.28	1.75	2.00
	Racional	0.80	1.00	1.14	1.30	1.40	1.73	1.97

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Para fines de diseño de obras de drenaje superficial, se tendrá en cuenta los valores calculados por el método de la SCS para un período de retorno de 500 años.

Por otro lado se observa el hidrograma de avenidas para un periodo de retorno de 500 años según el método de SCS.

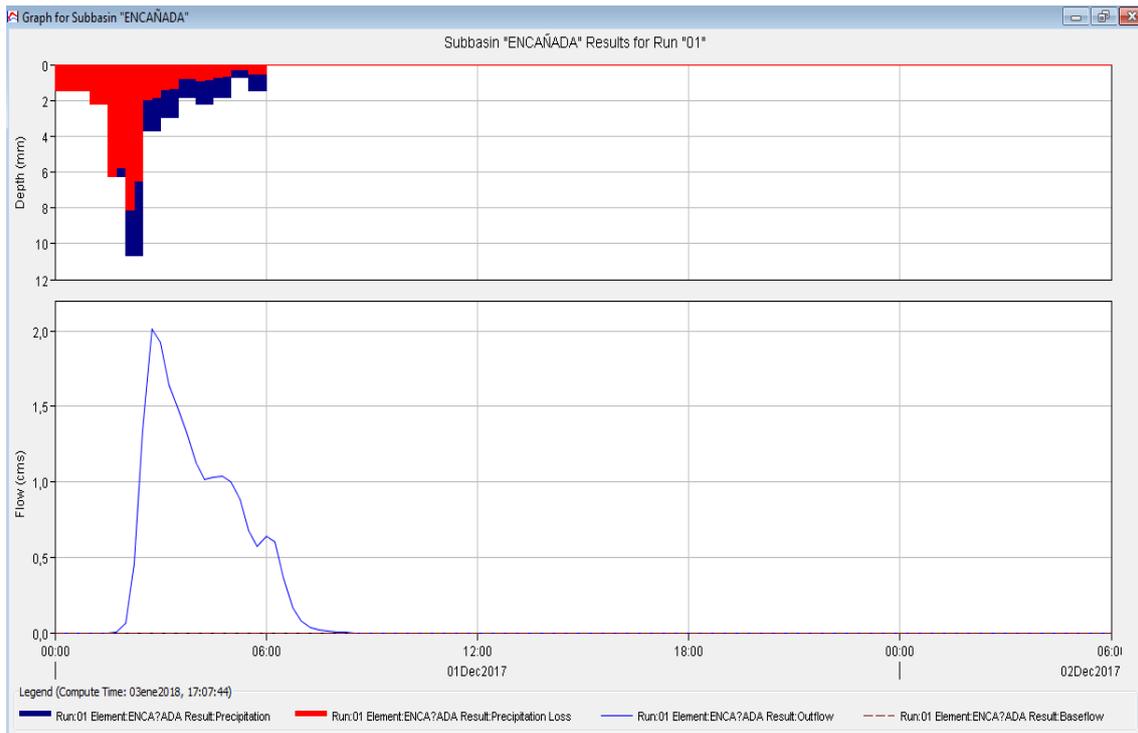


Figura 19:

Hidrograma de avenida para 500 años de período de retorno

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

d. Generación de caudales sólidos

Para asegurar el dimensionamiento de las estructuras de control de aguas superficiales, se ha estimado caudales sólidos a partir de ecuaciones muy simples, que involucran únicamente caudal líquido y pendiente longitudinal del lecho.

- **Cálculo del caudal sólido:** Bajo las condiciones citadas anteriormente, es posible derivar ecuaciones para determinar el orden de magnitud de la capacidad de transporte sólido (Q_s) dado un caudal líquido (Q_l) a partir de ecuaciones del tipo:

$$Q_s = kS^m Q_l$$

Siendo k y m coeficientes y S pendiente longitudinal del cauce. La ecuación anterior se puede expresar de la siguiente forma adimensional como:

$$C = kS^m$$

Donde $C = Q_s/Q_l$ es la concentración de sedimentos por unidad de caudal líquido.

- **Fórmulas de concentración de sedimento:** A continuación, se presenta una compilación de métodos para el cálculo, de forma aproximada, de la concentración de caudal sólido.

- Mizuyama (1981).- A partir de datos de un canal de laboratorio de fuerte pendiente (entre el 5% y 30%) en condiciones de tensión de corte muy superior a la tensión crítica de la partículas del lecho propone la ecuación:

$$C = 5,5S^2$$

- Smart y Jaeggi (1983).- A partir de 77 datos propios de laboratorio y 137 de Meyer-Peter y Muller (1948) obtienen la expresión recomendada para pendientes entre el 0.2% y 30%.

$$C = 2,5S^{1,6}$$

- Mizuyama y Shimohigashi (1985).- A partir de experiencias en cauces de fuerte pendiente proponen para fluidos sin concentración significativa de finos en suspensión.

$$C = 7,35S^2$$

- Bathurs et al. (1987).- Proponen la ecuación de *schotklisch*.

$$C = 0,94S^{1,5}$$

- Meunier (1989).- Propone una ecuación producto de una regresión con 71 datos de Smart y Jaeggi (1983).

$$C = 6,3S^{2,02}$$

- Rickenman (1990).- Basándose en los 77 datos de Smart y Jaeggi (1983) propone la ecuación.

$$C = 7,0S^{2,1}$$

- Rickenman (1990).- Basandose en 50 datos propios utilizados como fluido en una suspensión de arcilla de densidad variable con pendientes entre el 5% y el

30% propone la ecuación.

$$C = 9,26S^{2,3}$$

- Rickenman (1991).- Integrando datos propios (Rickenman (1990) de Smart y Jaeggi (1983). y Meyer-Peter y Muller (1948), ascendiendo total a 252, recomienda la ecuación, pendientes entre 0.1% y el 30% propone la ecuación.

$$C = 1,5S^{1,5}$$

- Ecuación Promedio.- Es el resultados de una regresión potencial de las ecuaciones propuestas.

$$C = 4,15S^{1,9}$$

- **Resultados:** Se ha considerado la siguiente información :
 - Microcuenca: Encañada.
 - Caudal (TR 500 años): 1.75m³/s.
 - Pendiente: 0.28m/m.

En la Tabla 17 se presenta los resultados de concentración de sedimentos y caudal sólido.

Tabla 17:

Concentración de sedimentos y caudal sólido (m³/s)

Método	C	Qs (M ³ /S)
Mizuyama (1981)	0.43	0.75
Smart Y Jaegui (1983)	0.33	0.57
Mizuyama Y Shimohigashi (1985)	0.58	1.01
Bathurst Et Al (1987)	0.14	0.24
Meunier (1989)	0.48	0.84
Rickeman (1990)	0.48	0.85
Rickeman (1990)V2	0.50	0.87
Rickeman Smart Jaegui (1990)	0.44	0.77
Rickeman (1991)	0.22	0.39
Ecuacion Promedio	0.37	0.65
Promedio	0.40	0.7

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Para fines del proyecto, se definió como caudal sólido circulante por la quebrada Encañada los valores promedio de **C** (0.4) y **Qs** (0.7 m³/s).

e. Caudales de diseño

Para determinar el caudal de diseño de los canales de coronación y cunetas de drenaje, se ha considerado sus respectivas áreas de drenaje y parámetros geomorfológicos; y tomando como base los resultados hallados en la microcuenca Encañada, se tiene lo siguiente:

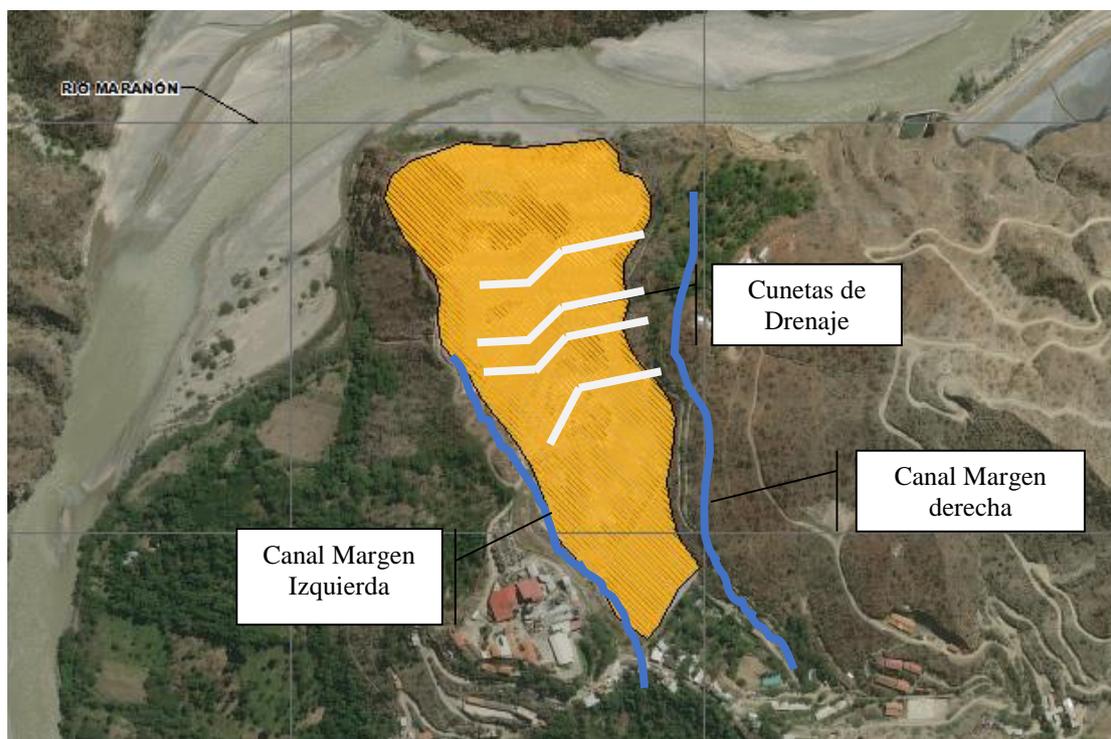


Figura 20:

Ubicación de canales y cunetas

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 18:

Descargas Máximas (m³/s) Canal Margen Derecha

Tipo Caudal	Periodo de retorno					
	TR 10	TR 20	TR 50	TR 100	TR 500	TR 1000
QI	0.42	0.61	0.90	1.13	1.75	2.00
Qs	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
TOTAL	1.2	1.4	1.6	1.8	2.5	2.7

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 19:***Descargas Máximas (m^3/s) en canales de coronación***

Código	Área Km ²	Periodo de retorno					
		TR 10	TR 20	TR 50	TR 100	TR 500	TR 1000
CM_I	0.11	0.06	0.09	0.13	0.17	0.26	0.29

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 20:***Descargas Máximas (m^3/s) en cunetas***

Código	Área Km ²	Periodo de retorno					
		TR 10	TR 20	TR 50	TR 100	TR 500	TR 1000
DM	0.04	0.02	0.03	0.05	0.06	0.10	0.11

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

4.2.4.2. Hidráulica fluvial.**a. Río Marañón**

El río Marañón, tiene su origen al Noroeste del Nudo de Pasco, en el flanco septentrional del Nevado de Raura, en la Cordillera de Huayhuash, a más de 5,800 m de altitud. Recibe en sus orígenes los desagües de las lagunas Niñococha, Santa Ana y Lauricocha, en Huánuco, además de los deshielos del Nevado Matador. En el río Marañón podemos distinguir dos partes:

- **El Alto Marañón**, que es la parte del río que está comprendida entre su nacimiento, en el Nevado de Raura, y el Pongo de Manseriche. Este río se caracteriza por presentar un cauce estrecho y profundo, con un declive muy acentuado, y un caudal turbulento, especialmente en época de creciente.
- **El Bajo Marañón**, recibe el nombre de Bajo Marañón la parte del río la cual está comprendida entre el Pongo de Manseriche y el punto de su confluencia con el río Ucayali, para formar el Amazonas. El Bajo Marañón tiene un curso orientado de Oeste a Este, a través de la Llanura Amazónica, presentando un cauce meándrico, carente de rocas y cubierto de arena. Durante la época de creciente, la cual se inicia

en noviembre, inunda extensas áreas de la Selva Baja, abandona con frecuencia su antiguo cauce, abriendo otro nuevo.

En el área de estudio, el lecho de río es sinuoso, meándrico y con bancos trenzados por sectores. Además, el flujo que discurre por el río es no permanente, no uniforme y moderadamente turbulento, de régimen suscritico tipo tranquilo con $F < 1$ que permite la sedimentación de partículas sólidos y la formación de playas.

Considerando la morfología del río y la información hidrológica, se tiene el esquema hidrográfico de la cuenca del río Marañón hasta la desembocadura en el punto de estudio (emplazamiento de los depósitos Marañón) (Ver Figura 21).

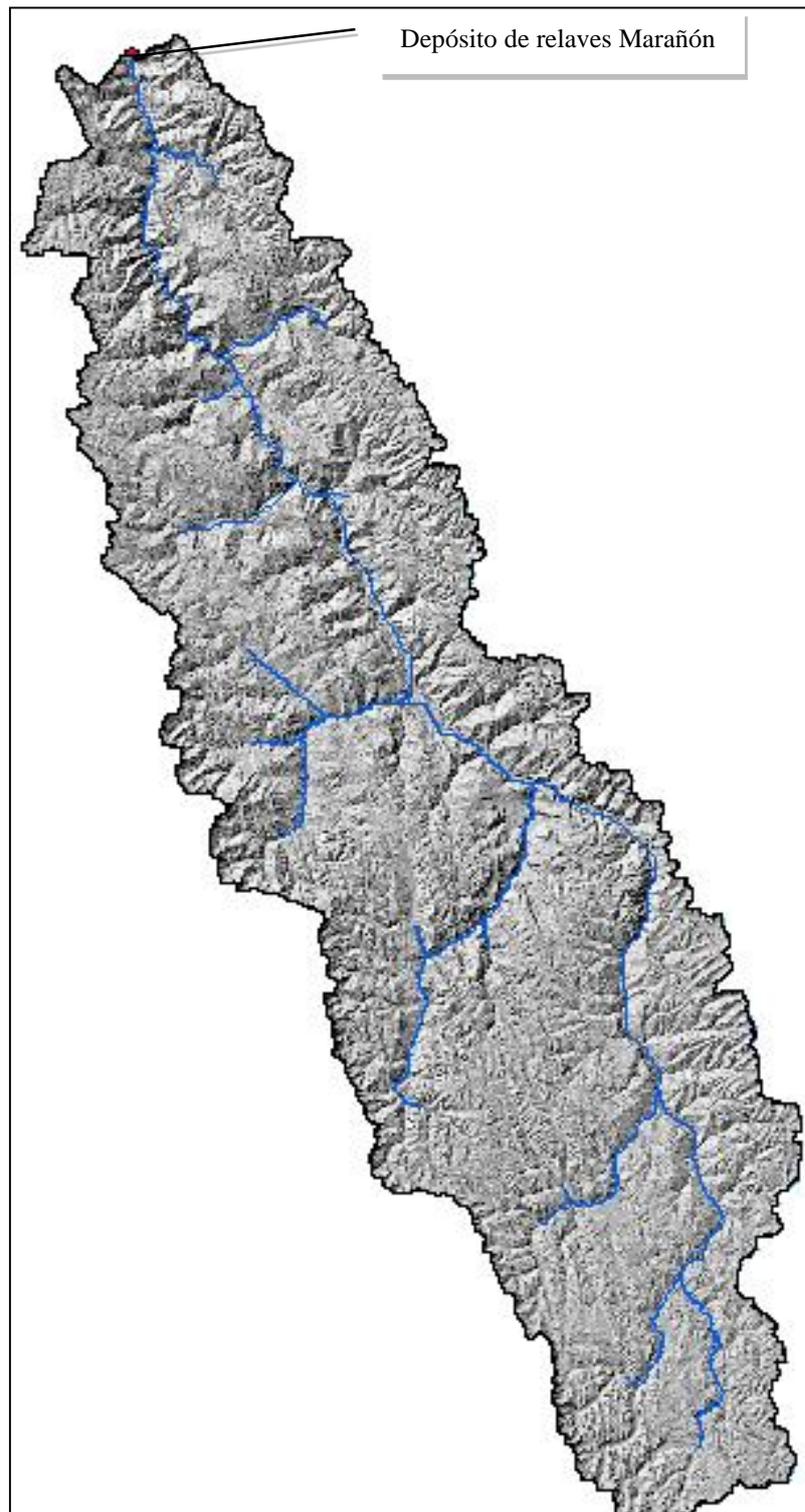


Figura 21:

Cuenca del río Marañón hasta sitio de estudio

FUENTE: Elaborado con base en USGS. EARTH DATA, 2017

b. Parámetros de Análisis

- **Geometría del cauce:** En base a la topografía actualizada, se definió el eje del río y las secciones transversales de análisis, tal como se muestra en la siguiente figura.

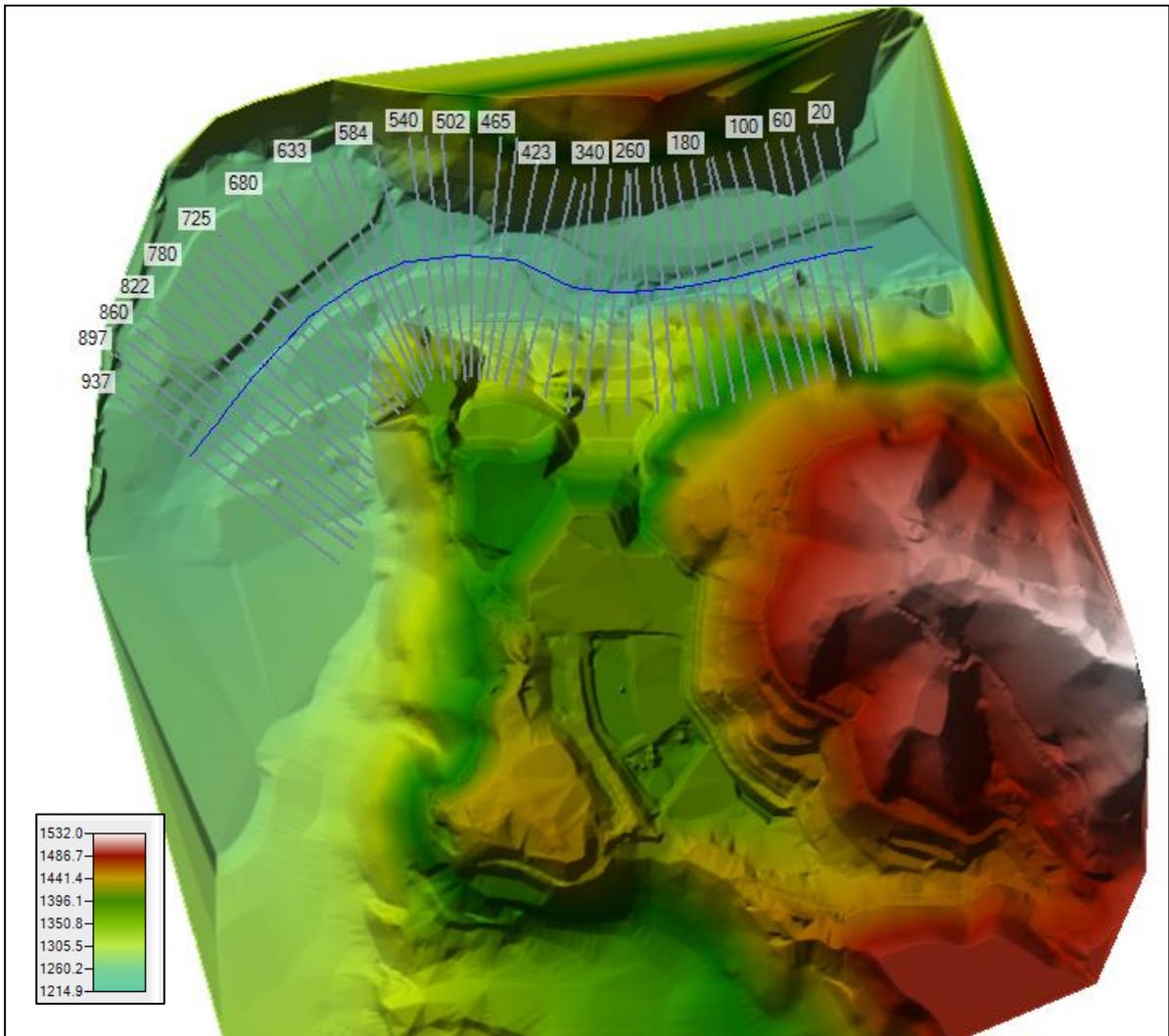


Figura 22:

Secciones transversales de análisis

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

La longitud del tramo analizado es casi 1.0 km. Las secciones transversales tienen un espaciamiento de 20 m entre ellas, con anchos variables, de entre 100 m y 300 m.

- **Cinemática del río:** Se analizaron los caudales para periodos de retorno de TR 200, TR 500 y TR 1000 por la importancia de la estructuras a proteger.

Tabla 21:

Caudales máximos m³/s

Cuenca	TR100	TR200	TR500	TR1000	TR5000
Marañón	3134.5	3371.6	3683.1	3918.6	4505

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

La pendiente media (S): tiene una relación en función de la forma $S = 0.03 \text{ m/m}$.

- **Dinámica del río:** El coeficiente (n) de Manning en los extremos $n=0.05$ y $n = 0.035$ en el centro del canal.

El D50 del material presente en el cauce se ha estimado en 20 mm.

c. Simulación hidráulica del río Marañón

Con los parámetros y características hidráulicas del río, se ha efectuado el modelamiento del tramo del río Marañón, en el sitio colindante con los depósitos de relaves, para lo cual se ha utilizado el *Software* de modelamiento hidráulico HecRas v5.03. Producto de este modelo se han obtenido los principales parámetros hidráulicos como el tirante (m), la velocidad (m/s) y el espejo de agua (m), tal como se muestra en los siguientes ítems.

d. Resultados con TR500 años =3683.1 m³/s

A continuación se muestra los resultados principales de la modelación hidráulica.

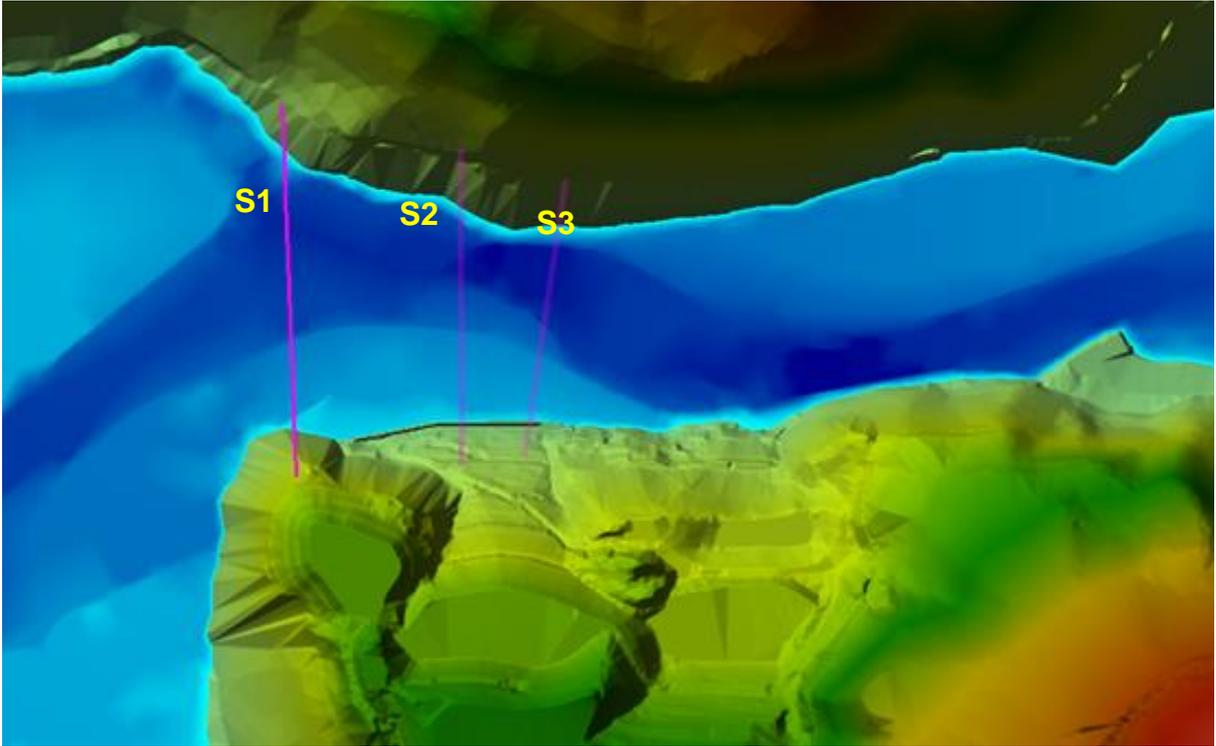


Figura 25:

Secciones hidráulicas de control río Marañón

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 22:

Características hidráulicas TR 500 AÑOS

Sección	Tirante y_0 (m)	Velocidad V (m/s)	Elevación máxima (msnm)
1-1'	4.50	3.20	1172.68
2-2'	3.70	3.20	1172.40
3-3'	4.00	3.50	1172.22

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

e. Cálculo de la profundidad de socavación general (Hs)

La socavación general de un cauce está directamente relacionada con el caudal de avenidas del río y consecuentemente con la mayor capacidad de transporte de los sedimentos.

El análisis de la profundidad de socavación general a determinar en el río Marañón se efectuó con el método de Litschvan Lebediev.

– **Tirante medio (tm)**

$$t_m = A / B$$

Donde:

A: área hidráulica (m²)

B: sección estable (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$t_m (\text{TR 500 años}) = 1017.05 / 250.0 = \mathbf{4.07 \text{ m}}$$

– **Coefficiente α**

$$\alpha = Q / (t_m^{5/3} B \mu)$$

Donde:

Q: caudal máximo de diseño para la sección del cauce (m³/s)

tm: tirante medio (m)

B: sección estable (m)

μ : coeficiente de contracción (ver Tabla 23)

Tabla 23:

Coefficiente de contracción μ

Velocidad (m/s)	Longitud libre entre los estribos (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94		0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$\alpha (\text{TR 500 años}) = 3683.1 / (4.07^{5/3} \times 250 \times 0.99) = \mathbf{1.44}$$

– **Tirante después de producirse la socavación (ts) suelos granulares - no cohesivos**

$$ts = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$$

Donde:

α : coeficiente

t: tirante de diseño, tirante sin socavación (m)

Dm: diámetro medio de las partículas

β : coeficiente por tiempo de retorno (ver Tabla 24)

Tabla 24:

Coficiente por tiempo de retorno

Periodo de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	Coficiente β
	0.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1,000.00	0.10	1.07

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 25:

Selección de X en suelos no cohesivos (mm)

D (mm)	X	1/(X +1)
0.05	0.43	0.70
0.15	0.42	0.70
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72
4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76
25.00	0.31	0.76
40.00	0.30	0.77
60.00	0.29	0.78
90.00	0.28	0.78
140.00	0.27	0.79
190.00	0.26	0.79
250.00	0.25	0.80
310.00	0.24	0.81
370.00	0.23	0.81
450.00	0.22	0.82
570.00	0.21	0.83
750.00	0.20	0.83
1,000.00	0.19	0.84

FUENTE: Tomado de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$ts \text{ (TR 500 años)} = ((1.44 \times 4.21^{5/3}) / (0.68 \times 20^{0.28} \times 1.05))^{0.76} = \mathbf{5.56 \text{ m}}$$

– **Profundidad de socavación (Hs)**

$$Hs = ts - t$$

Donde:

ts: tirante después de producirse la socavación (m)

t: tirante de diseño, tirante sin socavación (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$H_s (\text{TR } 500 \text{ años}) = 5.56 - 4.21 = \mathbf{1.35 \text{ m}}$$

f. Cálculo de la profundidad de Socavación al Pie de los Estribo (So).

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

$$S_t = P_a \times P_q \times P_R \times H_o$$

Donde:

P_a = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 26

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla N° 27

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 28

H_o = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

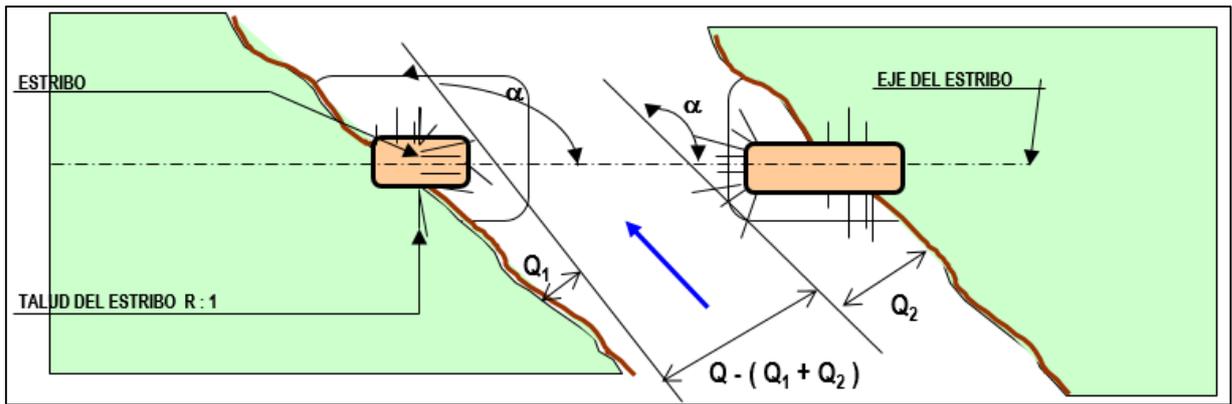


Figura 26:

Vista en planta del esquema hidráulico de socavación en estribos

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 26:

Valores del coeficiente correctivo P_a en función de a

a	30°	60°	90°	120°	150°
P_a	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 27:

Valores del coeficiente correctivo P_q en función de Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 28:

Valores del coeficiente correctivo P_r en función de r

TALUD R	0	0.5	1	1.5	2	3
P_R	1	0.91	0.85	0.83	0.61	0.5

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando los valores de se tiene lo siguiente:

- Ho = tirante que se tiene en la zona de estribo antes de la erosión 2.40 m
- Q = caudal de diseño 3,683.10 m³/seg
- Q1 = caudal que pasaría por el lugar ocupado por el estribo 350.00 m³/seg

Q1/Q =	0.10
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. (Ver Tabla 27)	2.00
a = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	120.00
Pa = coeficiente que depende del ángulo a. (Ver Tabla 26)	1.07
R = talud que tiene el estribo	1.50
PR = coeficiente que depende del talud del estribo. (Ver Tabla 28)	0.83

Entonces,

St (tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación) = 4.26 m

So (profundidad de socavación respecto al fondo del cauce) = **1.86 m**

Finalmente de los resultados obtenidos de socavación, para un periodo de retorno de 500 años:

- Socavación general (Hs = 1.35 m)
- Socavación en estribos (So = 1.86 m)

Se considera la socavacion de 2.0m, para el diseño de profundidad de uña de la defensa ribereña.

4.2.5. Estabilidad física

La estabilidad física de los taludes del depósito de relaves Marañón 1 (1A y 1B), 2, 4, 5 y 6, se han realizado empleando el método de equilibrio límite de Bishop simplificado, el cual provee una adecuada caracterización de la relación entre las fuerzas normales y cortantes existente entre dovelas para los taludes de corte, a fin de determinar el factor de seguridad mínimo del talud.

Para la ubicación de la superficie de falla crítica se consideraron superficies de falla circulares, empleándose el programa de cómputo Rock Science, Módulo Slide Versión 7.0. Los tipos de análisis de estabilidad realizados fueron los siguientes:

a. Análisis de estabilidad estático

Se considera parámetros geotécnicos en esfuerzos efectivos de los materiales que conforman los taludes de corte y la presencia del nivel freático.

b. Análisis de estabilidad pseudo-estático

Se considera parámetros geotécnicos en esfuerzos totales de los materiales que conforman los taludes de corte, considerándose un coeficiente sísmico para representar el efecto sismo.

4.2.5.1. Estabilidad física de taludes.

Para verificar la estabilidad de los taludes de los depósitos de relaves Marañón (1-A, 1-B, 2, 4, 5 y 6), se ha considerado dos secciones (A-A' y B-B') que son las más críticas.

a. Parámetros de resistencia de la sección geotécnica

Las propiedades índice y de resistencia para los análisis de la estabilidad física contra deslizamiento, escogidos conservadoramente, en correspondencia con el modelo geotécnico de análisis. Con relación al suelo de cimentación Q-fl, tomando en consideración los resultados de los ensayos de mecánica de suelos y que la cimentación está conformado por gravas bien gradadas y finos, se ha elegido conservadoramente una cohesión nula $c' = 0$ y un ángulo de fricción $\phi' = 36$.

Asimismo, para el caso de los gaviones, los parámetros de resistencia adoptados han sido los mismos considerados en el estudio de factibilidad, manteniendo el criterio conservador del consultor se asume una cohesión de 20 kPa y un ángulo de fricción de 40° , así como un peso específico de 21 kN/m^3 .

Tabla 29:

Propiedades Índice y de resistencia

Material	S.U.C.S.	γ (KN/m ³)	Esfuerzos efectivos		Esfuerzos totales	
			C' (kPa)	ϕ'	C (kPa)	ϕ
Basamento de roca (Diorita)	--	26.0	50	45	50	45
Cimentación Q-fl)	GW	20.0	0	36	0	36
Relaves	ML-CL /CL	19.0	32	34	35	32
Gavión	--	21.0	20	40	20	40
Desmonte de Mina	GM	22.0	25	44	25	44

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

b. Coeficiente sísmico

Según lo indicado en la Actualización del Plan de Cierre de Mina aprobado en el año 2013, para el análisis pseudo estático, la aceleración horizontal sísmica máxima es 0.21g, para un periodo de retorno de 500 años, a la cual corresponde una aceleración de diseño de 0.14, de acuerdo al estudio de Peligro Sísmico elaborado por el ingeniero Jorge Elías Alva Hurtado en el año 2005.

De lo expuesto, el coeficiente sísmico de análisis o aceleración de diseño en los análisis de estabilidad en condiciones actuales y cierre de la estabilidad física del depósito, será 0.14 g.

c. Factores de seguridad

Los criterios de diseño, para garantizar la estabilidad física de los taludes de corte fueron los siguientes:

- Factor de seguridad estático $FS \geq 1.50$
- Factor de seguridad pseudo estático $FS \geq 1.10$

d. Perfiles típicos para el análisis de estabilidad

Se han considerado dos perfiles típicos (A-A' y B-B') en el análisis de estabilidad física de los depósitos de relaves Marañón 1 (1A y 1B), 2, 4, 5 y 6.

e. Resultados de estabilidad física de taludes

Se ha realizado el análisis de estabilidad física de los taludes de los depósitos de relaves Marañón (1-A, 1-B, 2, 4, 5 y 6).

La sección A-A' compromete los taludes de los depósitos de relaves N° 4 y N° 2, los factores de seguridad obtenidos para esta sección son:

– **Sección A-A' :**

Análisis estático, $FS_{min} = 1.547$

Análisis pseudo estático ($\alpha = 0.14$ g), $FS_{min} = 1.135$

La sección B -B' compromete los taludes de los depósitos de relaves N° 1-A, N° 1-B, N°5 y N° 6, los factores de seguridad obtenidos para esta sección son:

– **Sección B-B'**

Análisis Estático, FS min= 1.514

Análisis Pseudo estático ($a= 0.14$ g), FS min= 1.129

Los resultados muestran que en la condición actual los taludes de los depósitos de relaves son estables en la condición estática y pseudo estática (coeficiente sísmico $\alpha= 0.14$ g).

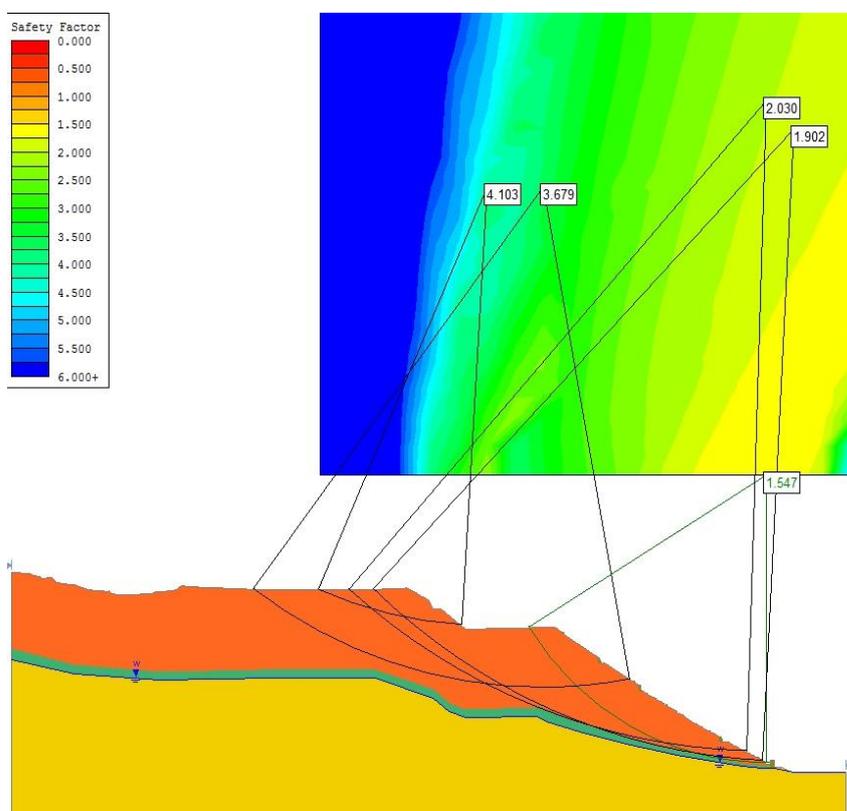


Figura 27:

Sección A-A' - Análisis de Estabilidad Estático

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

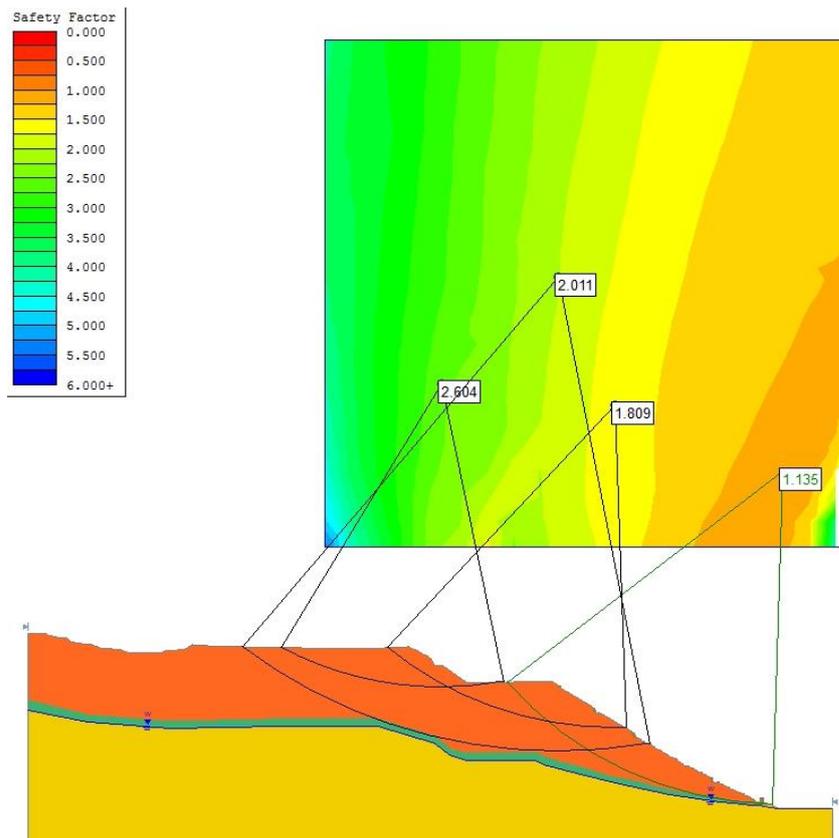


Figura 28:

Sección A-A' - Análisis de Estabilidad Pseudo Estático

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

4.2.6. Estabilidad geoquímica

Las actividades de estabilización geoquímica a aplicarse durante las obras de cierre, están relacionada directamente al diseño de coberturas, diseñado de acuerdo a cada condición de probabilidad de generación de drenaje ácido del material existente en el componente para la obra de cierre. El propósito de la cobertura y posterior revegetación es restituir la cubierta vegetal de forma permanente a suelos desnudos o degradados por las actividades de explotación minera, dando protección contra la erosión y previniendo la generación de drenaje ácido, mediante el aislamiento de los materiales.

La precipitación pluvial es la principal fuente de ingreso de agua por infiltración en la cobertura. Parte del flujo de agua de lluvia es absorbido por la cobertura y es liberado por evapotranspiración y otra por la escorrentía superficial. Finalmente, el agua neta que se infiltra en la cobertura, se almacena en forma de humedad.

4.2.6.1. Criterio para evaluar la estabilidad geoquímica.

Los criterios de diseño de cobertura van desde sustratos muy simples, como utilizar materiales de desmonte y/o relaves (si no es generador de ácidos) agrupadas con otros materiales, cumpliendo la función de minimizar la infiltración y percolación de agua hasta el material contaminante. Se tomaron como criterios de diseño lo siguiente:

- Reducir la infiltración y percolación hacia el material contaminador
- Modelar con precipitaciones máximas anuales
- Considerar vegetación de acorde al entorno
- Considerar material arcilloso compactado y materiales morrénico compactados con porcentajes regulares de finos
- Considerar geosintéticos en caso de deficiencia de materiales

El tipo de cobertura a seleccionar va acorde al tipo y características del componente que se va a estabilizar, para que la futura revegetación tenga éxito y minimice la infiltración de agua y oxígeno hacia las capas sub-superficiales de las cubiertas dependerá del manejo técnico así como también las características climáticas de la zona minera.

Se cuenta con resultados de laboratorio de estudios anteriores (llevados a cabo en la Universidad Nacional de Ingeniería (abril del 2009)) donde indica que el material de relaves es generador de drenaje ácido, así como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 30:

Depósito de relaves Marañón - análisis químico (2009)

Depósito de Relaves	Parámetros	Resultados PNN (kgCaCO ₃ /TM)	Observación
1	PNN	-218.81	Genera drenaje ácido
2	PNN	-129.69	Genera drenaje ácido
3	PNN	-175.63	Genera drenaje ácido
4	PNN	-152.82	Genera drenaje ácido
6	PNN	-52.13	Genera drenaje ácido
Relaves Marañón	PNN	-30.0	Genera drenaje ácido

FUENTE: Adaptado de Actualización del plan de Cierre UM Poderosa, 2015.

De los resultados de análisis de ABA realizados a las muestras de acuerdo al cuadro precedente y según los valores PNN los materiales se ubican en un rango de generador de acides. Para la estabilización geoquímica del depósito de relaves requiere de un tratamiento especial con cobertura para materiales generadores de acides mediante el método de encapsulamiento.

4.3. Diseño de obras de cierre

4.3.1. Obras de manejo aguas

4.3.1.1. Defensa ribereña.

Las obras defensa ribereña consiste en dos espigones de enrocado de 35 m de longitud, y un enrocado de protección del muro de gaviones ubicado en el talud aguas abajo del depósito N° 4, en la margen derecha del río Marañón.

a. Cálculos para el diseño de la defensa ribereña

– Ancho estable (B)

- Método de Simons y Henderson

$$B = K_1 Q^{1/2}$$

Donde

B: sección estable del rio Marañón en el tramo de estudio (m)

K1: coeficiente de condiciones de fondo de río (ver tabla N° 31)

Q: caudal máximo de diseño para la sección del cauce (m³/s)

Tabla 31:

Condiciones de fondo de río

Condiciones de fondo de río	K1
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$B \text{ (Simons y Henderson)} = 2.90 \times (3683.1)^{1/2} = \mathbf{175.99 \text{ m}}$$

– Método de Altunin - Manning

$$B = (Q^{1/2}/S^{1/5}) (n K^{5/3})^{3/(3+5m)}$$

Donde:

Q: caudal máximo de diseño para la sección del cauce (m³/s)

S: pendiente de cauce del río (0.002 m/m)

n: rugosidad de Manning (ver tabla N° 32)

K: coeficiente de material del cauce (ver tabla N° 33)

m: coeficiente de tipo de río (ver cuadro N° 34)

Tabla 32:

Valores rugosidad de Manning (n)

Descripción		n
Cauce con fondo sólido sin irregularidades	= 0.025	0.025
Cauces de río con acarreo irregular	= 0.030 - 0.029	0.03
Cauces de Ríos con Vegetación	= 0.033 - 0.029	0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	= 0.033	0.033
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo	= 0.035	0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza	= 0.040 - 0.036	0.040
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	= 0.045 - 0.050	0.050

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 33:

Coficiente material del cauce

Descripción	K
Material de cauce muy resistente = 3 a 4	3
Material fácilmente erosionable = 16 a 20	16
Material aluvial = 8 a 12	12
Valor práctico = 10	10

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 34:***Coefficiente de tipo de río***

Descripción	m
Para ríos de montaña	0.5
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	1.0

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$B \text{ (Altunin - Manning)} = (3683.1^{1/2} / 0.002^{1/5}) (0.025 \times 12^{5/3})^{3/(3+5 \times 1)} = \mathbf{249.24 \text{ m}}$$

- Método de Blench

$$B = 1.81 (Q F_b / F_s)^{1/2}$$

Donde:

Q: caudal máximo de diseño para la sección del cauce (m³/s)

F_b: factor de fondo (ver tabla N°35)

F_s: factor de orilla (ver tabla N° 36)

Tabla 35:***Factor de Fondo***

Factor de Fondo	F _b
Material Fino	0.80
Material Grueso	1.20

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Tabla 36:***Factor de Orilla***

Factor de Orilla	F _s
Materiales sueltos	0.10
Materiales ligeramente cohesivos	0.20
Materiales cohesivos	0.30

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$B \text{ (Blench)} = 1.81 (3683.1 \times 1.2/0.1)^{1/2} = \mathbf{380.52 \text{ m}}$$

– Método de Pettis

$$B = 4.44 Q^{0.5}$$

Donde:

Q: caudal máximo de diseño para la sección del cauce (m³/s)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$B \text{ (Pettis)} = 4.44 \times 3683.1^{0.5} = \mathbf{269.46 \text{ m}}$$

– Recomendación practica

Tabla 37:

Recomendación practica

Q (m³/S)	B (m)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70
3134.5	200
3171.6	200
3683.1	200

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

- Resumen:

Tabla 38:

Resumen de valores de ancho estable (B)

Método	B (m)
Método de Simons Y Henderson	175.99
Método de Altunin - Manning	249.24
Método de Blench	380.52
Método de Pettis	269.46
Recomendación Practica	200.00
Promedio B :	250.00

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

La sección estable o amplitud de cauce calculados, **B= 250.0 m**

- **Calculo del tirante de diseño (t)**

- Método de Manning - Strickler (B > 30 m)

$$t = ((Q / (K_s \times B \times S^{1/2}))^{3/5}$$

Donde:

Q: caudal máximo de diseño para la sección del cauce (m³/s)

K_s: coeficiente para cauces naturales (ver tabla N° 39)

B: sección estable (m)

S: pendiente de cauce del río (m/m)

Tabla 39:

Valores para Ks para Cauces Naturales

Descripción		Ks
Cauce con fondo sólido sin irregularidades	= 40	40
Cauces de río con acarreo irregular	= 33 - 35	33
Cauces de Ríos con Vegetación	= 30 - 35	35
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	= 30	30
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo	= 28	28
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza	= 25 - 28	25
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	= 19 - 22	20

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$t \text{ (Manning - Strickler)} = ((3683.1 / (30 \times 250 \times 0.002^{1/2}))^{3/5} = \mathbf{4.21 \text{ m}}$$

– **Calculo de borde libre (BL)**

- El borde libre (BL) es la magnitud medida entre el nivel del tirante de agua y la corona de enrocado del espigón y protección.

Área hidráulica (A) de la sección comprendida entre el nivel máximo del río y el perímetro del cauce estable.

$$A = [(B - z \times (z \times t)) + (z \times t)] \times t$$

Donde:

B: sección estable (m)

z: talud de borde (m)

t: tirante de diseño (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$A = [(250 - 2.0 \times (2.0 \times 4.21)) + (2.0 \times 4.21)] \times 4.21 = \mathbf{1017.05 \text{ m}^2}$$

Perímetro mojado (P)

$$P = (B - 2 \times t \times z) + 2 \times t \times (1 + z^2)^{1/2}$$

Donde:

B: sección estable (m)

z: talud de borde (m)

t: tirante de diseño (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$P = (250.0 - 2 \times 4.21 \times 2.0) + 2 \times 4.21 \times (1 + 2.0^2)^{1/2} = \mathbf{251.99 \text{ m}}$$

Radio hidráulico (R)

$$R = A/P$$

Donde:

A: área hidráulica (m²)

P: perímetro (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$R = 1017.05 / 251.99 = \mathbf{4.04 \text{ m}}$$

Velocidad Media Formula de Manning (V)

$$V = R^{2/3} \times S^{1/2} / n$$

Donde:

R: radio hidráulico

S: pendiente de cauce del río (m/m)

n: rugosidad de Manning (ver tabla N° 40)

Tabla 40:

Valores rugosidad de Manning (n)

Descripción	n
Cauce con fondo sólido sin irregularidades	= 0.025
Cauces de río con acarreo irregular	= 0.030 - 0.029
Cauces de Ríos con Vegetación	= 0.033 - 0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	= 0.033
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo	= 0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza	= 0.040 - 0.036
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	= 0.045 - 0.050

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$V = 4.04^{2/3} \times 0.002^{1/2} / 0.029 = \mathbf{3.91 \text{ m/s}}$$

Numero de Froude (F)

$$F = V / (g * A/B)^{1/2}$$

Donde:

V: velocidad media (m/s)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

A: área hidráulica (m²)

B: sección estable (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$F (\text{Froude}) = 3.91 / (9.81 \times 1017.05 / 250)^{1/2} = 0.62, \text{ flujo subcrítico.}$$

Energía cinética (e)

$$e = V^2 / 2g$$

Donde:

V: velocidad media (m/s)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$e (\text{Energía cinética}) = 3.91^2 / 2 \times 9.81 = \mathbf{0.78}$$

Calculo del Borde libre (BL)

$$BL = \phi e$$

Donde:

ϕ : coeficiente en función de la máxima avenida y pendiente (Ver tabla N° 41)

e: energía cinética

Tabla 41:

Coefficiente en función de la máxima avenida y pendiente

Caudal máximo m ³ /s		ϕ
3000.00	4000.00	2
2000.00	3000.00	1.7
1000.00	2000.00	1.4
500.00	1000.00	1.2
100.00	500.00	1.1

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$BL \text{ (Calculo del Borde libre)} = 2 \times 0.78 = \mathbf{1.60 \text{ m}}$$

– **Cálculo de altura del dique del espigón y del enrocado de protección)**

– Altura de dique (Hd)

$$Hd = t + BL$$

Donde:

t: tirante de diseño (m)

BL: borde libre (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$Hd \text{ (altura del dique)} = 4.21 + 1.60 = \mathbf{5.80 \text{ m}}$$

La altura del dique del espigón y enrocado de protección adoptada es: **Hd= 6.00 m**

– **Calculo de la profundidad de cimentación de la uña (Puña)**

– Profundidad de uña (Puña)

La profundidad de cimentación, se obtiene del cálculo de profundidad de socavación para un periodo de retorno de 500 años:

$$P_{\text{uña}} (\text{TR } 500 \text{ años}) = 2.00 \text{ m}$$

b. Espigones de enrocado y enrocado de protección

A fin de proteger el talud aguas abajo del depósito de relaves N° 4 Marañón, se ha previsto construir un enrocado de protección perimetral, proyectado en dirección paralela al muro de gaviones existente. El enrocado de protección tiene una longitud de 115.0 m y una altura máxima de 6.0 m.

El cuerpo del enrocado de protección está conformado por una capa de grava arenosa y una capa de roca con diámetro de 1.50 m. En el contacto entre el muro de gaviones y el cuerpo de enrocado, se colocará un geotextil de 500 g/m², que se ancla sobre el terraplén de ribera, a fin de mejorar las condiciones de drenaje del conjunto.

El nivel de cimentación del enrocado de protección se ubica a 1.0 m por debajo del nivel del terreno natural y la uña de anclaje perimetral tendrá una profundidad de 2.0 m debajo del terreno natural, de acuerdo al cálculo de la socavación del lecho del río.

Asimismo, se ha provisto de dos espigones de enrocado espaciados a 140.0 m, que permiten disipar la energía del agua y las partículas en suspensión, que son transportadas por el Marañón. Los espigones son diques de enrocado con taludes laterales con la inclinación del ángulo de reposo de la roca de 32°, de 1.6H:1.0V y talud frontal 2.0H:1.0V, de 35.0 m de largo, con 3.0 m de ancho de corona, de 6.0 m de altura máxima. Los espigones deben construirse horizontales hacia el río y la cota de corona será 1174.0 msnm

El cuerpo de los espigones de enrocado está conformado por una capa de grava arenosa y una capa de roca con diámetro de 1.50 m. En el contacto entre las arenas y las gravas se colocará un geotextil de 500 g/m².

Para proteger a los espigones de enrocado contra el fenómeno de socavación, se construirá una base antisocavante perimetral (uña de enrocado) de 2.0 m de base y 2.0 m de altura. Las características del enrocado de protección y los espigones de

enrocado, se detallan a continuación:

– **Orientación de espigones:**

La orientación de un espigón queda definida por el ángulo β que forma el eje longitudinal del mismo con la tangente al dique o a la orilla en el punto de arranque del espigón. En cuanto al ángulo de orientación recomendable para el tramo del río Marañón en estudio, será de 30° medidos desde la tangente de curvatura del río al eje de los espigones.

– **Dimensionamiento y separación:**

La longitud total del espigón es 35.0 m y la separación entre espigones es 140.0 m. La longitud total del espigón se divide en longitud de empotramiento y longitud de trabajo.

– Longitud de trabajo (L_t)

$$H_o \leq L_t < B/4$$

Dónde:

B: ancho medio del cauce en (m)

H_o : tirante medio en (m), ambos para el caudal de diseño.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente: $4.21 \leq L < 62.5$

La longitud L adoptada es de **L=35 m**.

– Longitud de empotramiento (L_e)

$$L_e = 0.1L_t$$

Donde:

L_t : longitud de trabajo (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente: **$L_e = 3.5$**

– Longitud de separación entre espigones (S_p)

$$Sp= 4Lt$$

Donde

Lt: longitud de trabajo (m)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente: **Sp= 140 m**

– **Calidad de la roca:**

Para los enrocados, se ha seleccionado cantera de rocas que garantice propiedades de resistencia. Los bloques de roca tienen la característica de ser sanos, duros, resistentes a la erosión fluvial, a los esfuerzos de corte no deleznable, resistente a la abrasión de grado A. Se recomienda las rocas ígneas como: granito, granodiorita, diorita, basalto, riolita, etc., con peso específico > 2.

– **Tamaño de la roca para el enrocado:**

La estabilidad del enrocado depende de la forma, tamaño y masa de las piedras, y de una adecuada distribución de tamaños. En cuanto a la forma de las rocas, estas deben presentar aristas angulosas. La estabilidad de una roca, está en función de su tamaño expresada en términos de peso o diámetro equivalente. El tamaño de la piedra para enrocado adoptado será $D_r = 1.50$ m y $D_{50} = 0.75$ m.

– Formula de Maynard

$$D_{50} = t C_1 F^3$$

Donde:

t: tirante de diseño (m)

C1: coeficiente

$$F = C_2 V / (g t)^{0.5}$$

Donde:

C2: coeficiente por ubicación de roca (ver tabla N° 42)

V: velocidad media (m/s)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

t: tirante de diseño (m)

Tabla 42:

C₂ coeficiente por ubicación de roca

Tramos en curva	1.50
Tramos rectos	1.25
Extremo de espigón	2.00

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$F = 1.50 \times 3.78 / (9.81 \times 4.21)^{0.5} = 0.88$$

Tabla 43:

Coefficiente C₁

Fondo Plano	0.25
Talud 1V: 3H	0.28
Talud 1V: 2H	0.32

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$D50 = 4.21 \times 0.25 \times 0.883 = 0.72 \text{ m}$$

$$\mathbf{Dr = 1.45 \text{ m}}$$

- Formula de Isbash

$$D50 = 0.58823 V^2 / (w \times g)$$

Donde:

V: velocidad media (m/s)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

Δ: densidad relativa de la roca

$$\Delta: (\rho_r - \rho) / \rho$$

Donde:

ρ_r: peso específico de la roca (Tn/m³)

ρ: peso específico del agua (Tn/m³)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$\Delta = (2.82 - 1.0) / 1.0 = \mathbf{1.82}$$

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$D50 = 0.58823 \times 3.78^2 / (1.82 \times 9.81) = 0.47 \text{ m}$$

$$\mathbf{Dr = 0.94 \text{ m}}$$

– Fórmula de R. A. Lopardo

$$D_s = \left(\frac{6 \times W}{\pi \times \gamma_s} \right)^{1/3}$$

Donde:

Ds: diámetro de volumen esférico equivalente (ft)

W: peso de roca (lb)

γ_s : peso específico de la roca (lb / ft³)

$$W = \frac{0.011314 \times \frac{\gamma_s}{\gamma} \times V^6}{\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \times \text{SENO}^3(\phi - \theta)}$$

Donde:

W: peso (kg)

γ_s : peso específico de las partículas (Tn/m³)

γ : peso específico del fluido (Tn/m³)

V: Velocidad media (m/s)

ϕ : ángulo de reposo del material (°)

θ : ángulo del talud respecto a la horizontal (°)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$W = \frac{0.011314 \times \frac{2.82}{1.0} \times 3.78^6}{\left(\frac{2.82 - 1.0}{1.0} \right) \times \text{SENO}^3(45.00^\circ - 32.01^\circ)}$$

$$W = 4512.35 \text{ kg}$$

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$D_s = \left(\frac{6 \times 9948.03}{\pi \times 176.047} \right)^{1/3}$$

$$D_s = 4.76 \text{ ft}$$

$$D_s = 1.45 \text{ m}$$

– Fórmula de la California División of Highways

$$D_{50} = \frac{b}{\Delta} \times \frac{V^2}{2g} \times \frac{1}{f}$$

Donde:

b: factor para condiciones de mucha turbulencia, piedras redondas, y sin que permita movimiento de piedra, se adopta un valor $b = 1.4$

Δ : densidad relativa del material

γ_s : densidad de la roca (Kg/cm³ Tn/m³)

γ : densidad del agua (Kg/cm³, Tn/m³)

V: Velocidad media (m/s)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

f: factor de talud

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Donde:

γ_s : densidad de la roca (Tn/m³)

γ : densidad del agua (Tn/m³)

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$\Delta = \frac{2.82 - 1.0}{1.0} = 1.82$$

$$f = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

Donde:

θ : ángulo del talud

ϕ : ángulo de fricción interna del material.

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$f = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 32}{\text{sen}^2 38}} = 0.51$$

Reemplazando valores, se obtiene lo siguiente:

$$D_{50} = \frac{1.4}{1.82} \times \frac{3.78^2}{2 \times 9.81} \times \frac{1}{0.51} = 1.10 \text{ m}$$

Dr= 2.20 m

El tamaño de la piedra para enrocado será:

$$Dr = 1.45 + 0.94 + 1.45 + 2.20 / 4 = \mathbf{1.50 \text{ m}}$$

D50= 0.75 m

– **Distribución del tamaño de las rocas:**

La graduación de las piedras del enrocado afecta su resistencia a la erosión. Cada carga del enrocado debe ser razonablemente bien graduada desde el tamaño más pequeño hasta el tamaño más grande. En el siguiente cuadro se presenta los límites de la graduación de las piedras (U.S. Department of Transportation).

Tabla 44:

Límites de graduación de rocas

Rango del tamaño de roca	Porcentaje de graduación menor que
1.5 D ₅₀ a 1.7 D ₅₀	100
1.2 D ₅₀ a 1.4 D ₅₀	85
1.0 D ₅₀ a 1.15 D ₅₀	50
0.4 D ₅₀ a 0.6 D ₅₀	15

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

– **Filtro de material granular:**

El filtro de material granular, se coloca como un “cama de apoyo” entre el material base y el enrocado, es una grava que previene el flujo a través de los intersticios del enrocado. La función del filtro es no permitir la migración de finos del material subyacente (material base) ni pasar a través de la capa superior (enrocado).

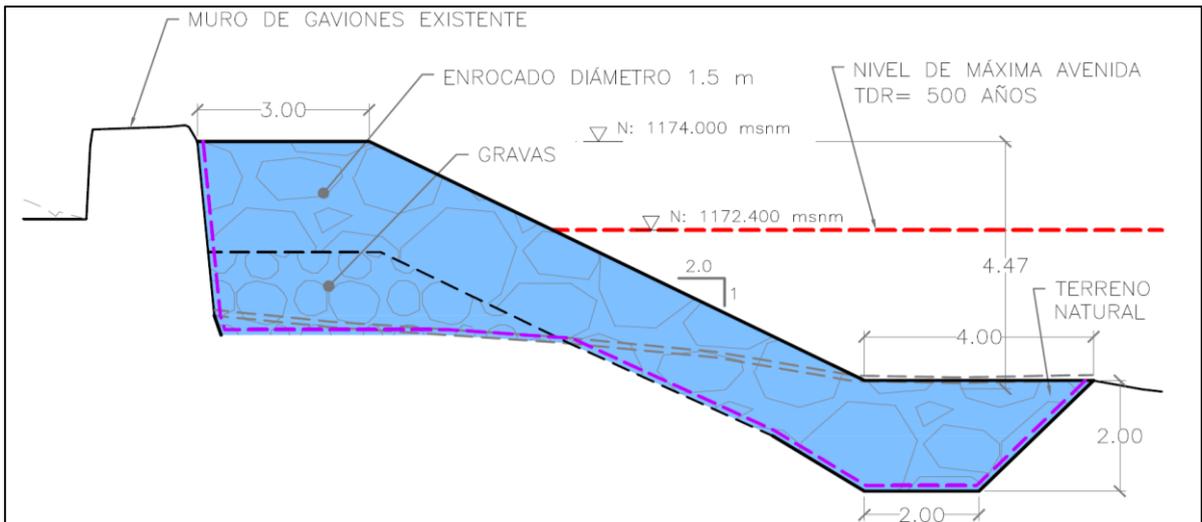


Figura 29:

Sección típica enrocado de protección

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

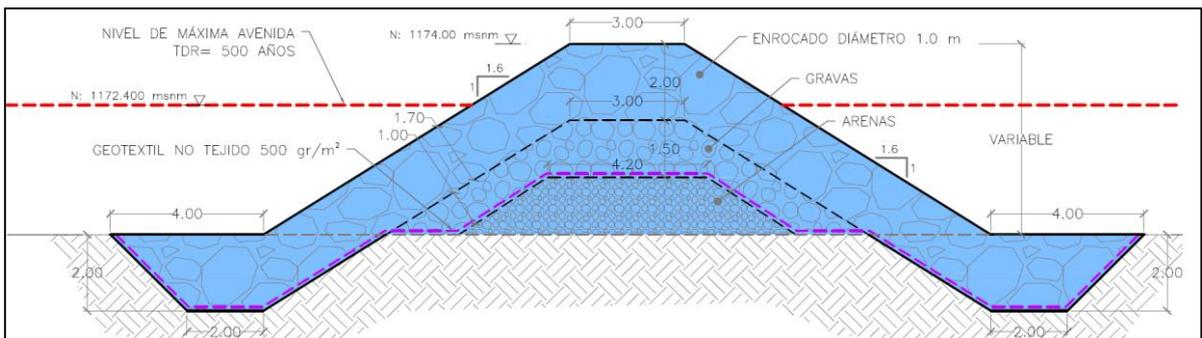


Figura 30:

Sección típica de espigón

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

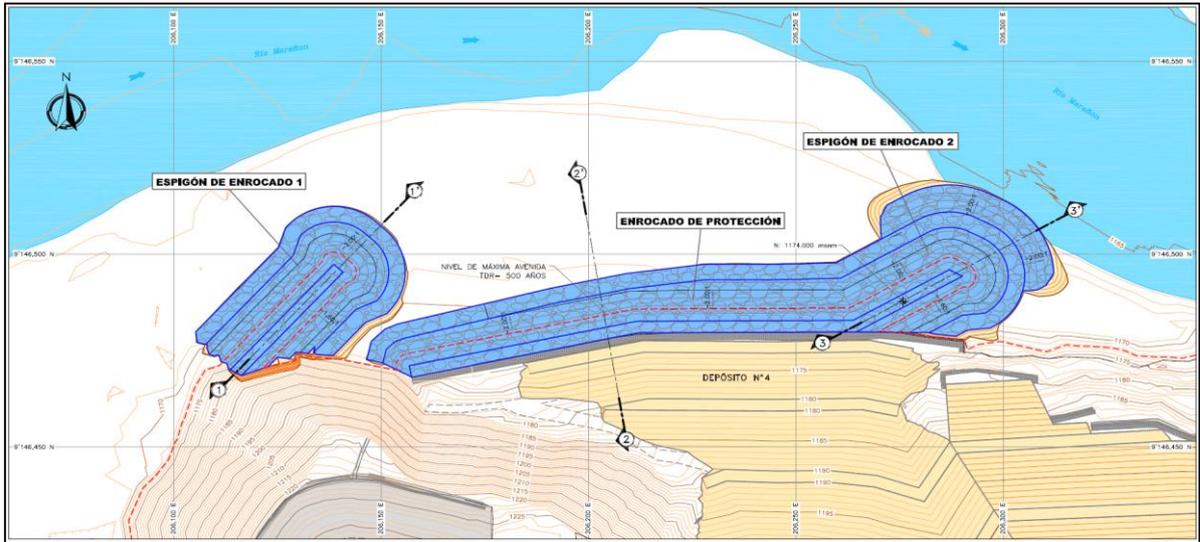


Figura 31:

Vista del enrocado de protección y espigones

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

4.3.1.2. Canal de coronación y cunetas de drenaje.

Los caudales de diseño fueron extraídos del estudio hidrológico y fueron seleccionados para un periodo de retorno (Tr): 500 años

- Caudal de diseño canal de coronación margen derecha del depósito: (Q): 2.50 m³/s
- Caudal de diseño canal de coronación margen izquierda del depósito: (Q): 0.26 m³/s
- Caudal de diseño para cuneta perimetral depósito de relaves Marañón: (Q): 0.26 m³/s
- Caudal de diseño para cunetas de drenaje depósito de relaves Marañón: (Q): 0.10 m³/s

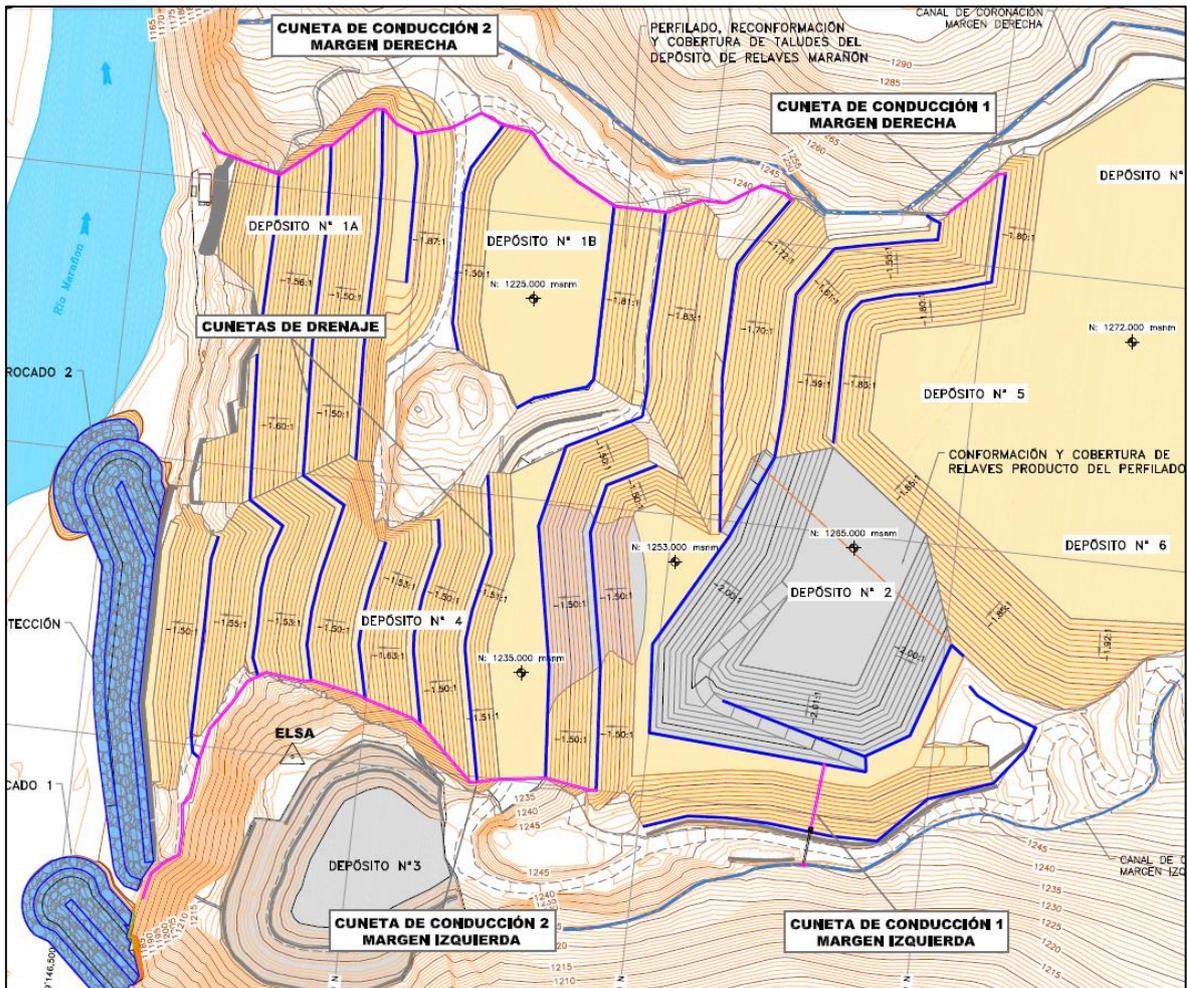


Figura 32:

Disposición de canales y cunetas de drenaje superficial

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

c. Canal de coronación margen derecha.

De acuerdo al levantamiento topográfico, el canal de coronación margen derecha tiene una longitud de 737 m, además, existen 17 tramos de canal con diferentes pendientes. El revestimiento del canal es de concreto armado y su sección es variable. La base es 0.70 m en el tramo 1 y 0.85 m en el resto de canal; la altura promedio es de 1.0 m en todo el canal.

En el tramo 1, la sección de canal existente es menor a la sección hidráulica calculada, por lo tanto, la sección no es capaz de conducir el caudal de diseño para un periodo de retorno de 500 años, estimado en 2.5 m³/s. Se ha recomendado realizar un encimado sobre los muros del canal, de 0.40 m, con lo que se completaría el borde

libre necesario para dicho caudal.

- **Encimado de muros laterales en el tramo 1:** El encimado de los muros laterales en el tramo 1 del canal de coronación margen derecha (progresivas 0+000 a la 0+417), consiste en construir dos muros de 0.20 m de base por 0.40 m de altura por 417.0 m de longitud. Los muros serán de concreto con una resistencia a la compresión de $f'c=210$ kg/cm². La superficie del concreto antiguo será picada y lavada a presión para eliminar partículas de concreto sueltas y mejorar la adherencia con el concreto nuevo. Sobre la superficie picada, se realizarán dos perforaciones con taladro de 0.30m de profundidad espaciados longitudinalmente cada 0.25 m; se colocará un fierro de 3/8" en forma de U invertida y se rellenará con resina epóxica. Además, se colocarán seis fierros de 3/8" y 417 m de longitud.

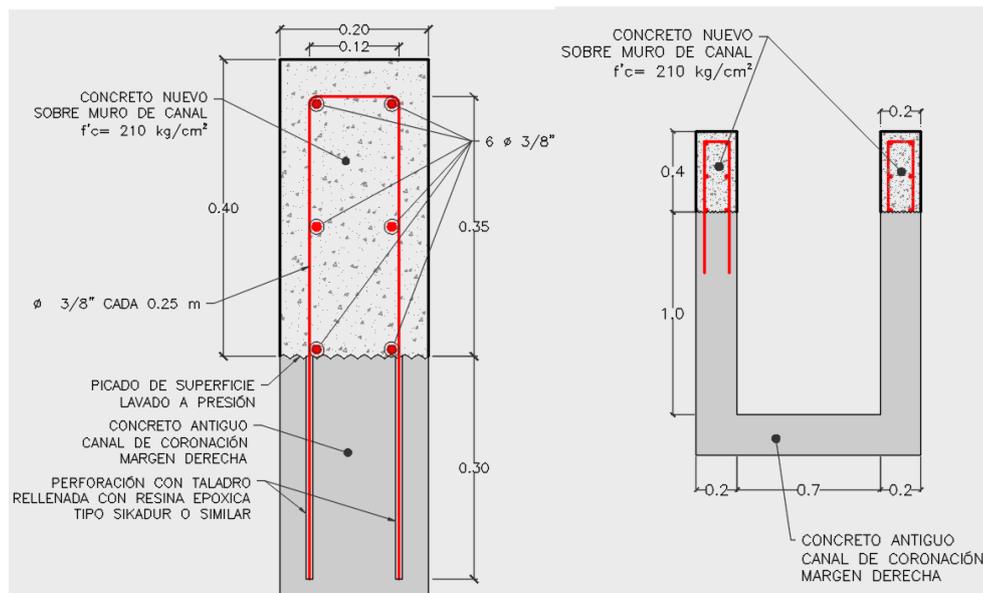


Figura 33:

Detalle de encimado de muros

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

d. Canal de coronación margen izquierda

De acuerdo al levantamiento topográfico, el canal de coronación margen izquierda tiene una longitud de 308 m, el perfil del canal levantado indica que existen 16 tramos de canal con diferentes pendientes. Estas pendientes varían desde 0.02.2 m/m hasta

0.4300 m/m. Asimismo, el revestimiento del canal es de concreto armado y su sección es variable. La base es de 0.50 m y varía entre 0.80 a 1.00 m en los tramos 1, 4 y 8; de igual manera, la altura promedio es de 0.60 m en todo el canal, pero varía en los tramos 1, 4 y 8. La verificación de la sección hidráulica se ha realizado en dichos tramos, pues el tirante de la sección, varía con la pendiente del canal. En todos los tramos, la sección de canal existente es mayor a la sección hidráulica calculada, por lo tanto, la sección será capaz de conducir el caudal de diseño para un periodo de retorno de 500 años, estimado en $0.26 \text{ m}^3/\text{s}$.

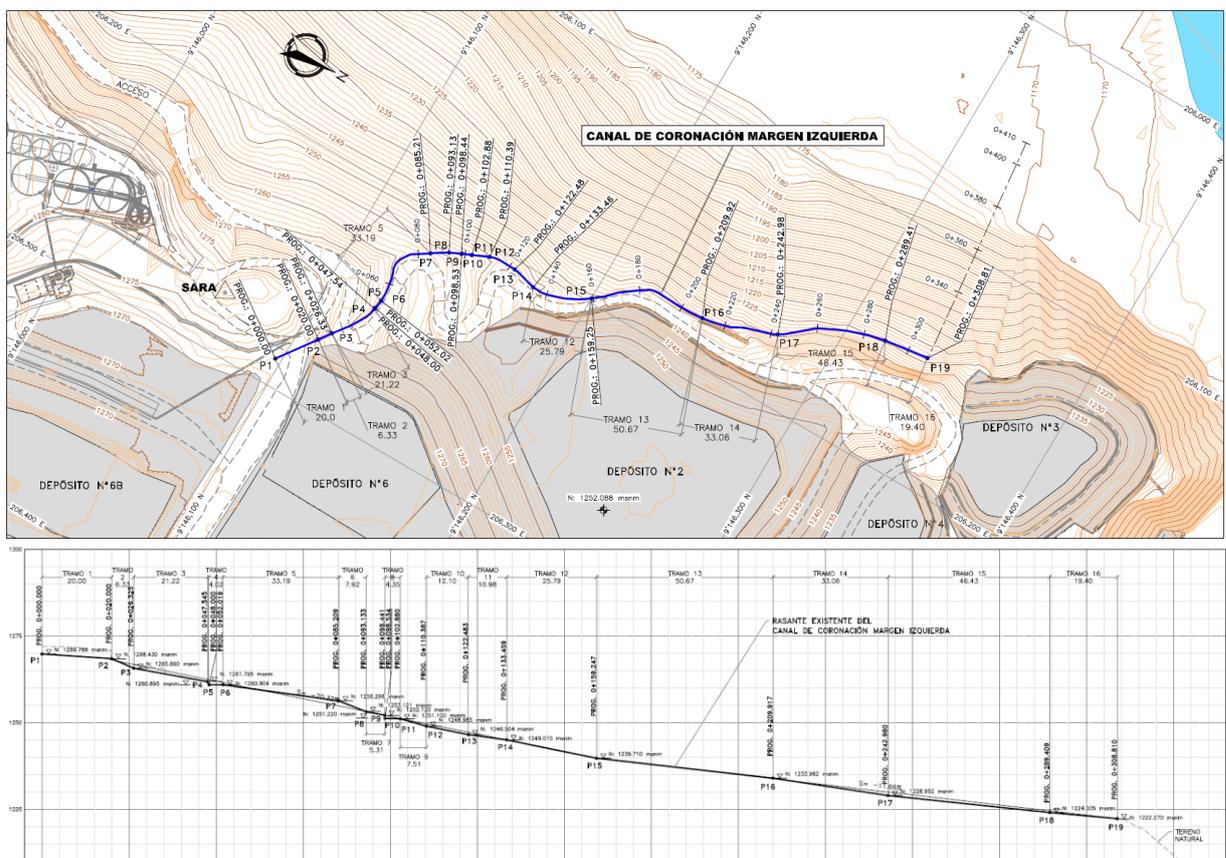


Figura 34:
Canal de coronación margen izquierda -planta y perfil

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

e. Cunetas

Las cunetas de drenaje se implementarán para garantizar la estabilidad hidrológica del depósito de relaves Marañón, cabe resaltar dichas cunetas se emplazarán sobre las obras de estabilización física y química (perfilado de taludes, banquetas, conformación de terraplén de relaves y coberturas de cierre). Se ha previsto que el

sistema de drenaje estará compuesto por cunetas colectoras que captarán las aguas de las cunetas de drenaje sobre las banquetas proyectadas en la estabilidad física del depósito.

- **Cuneta colectora margen derecha:** Las cunetas colectoras serán de sección rectangular, construidas de concreto armado de una resistencia a la compresión de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$. El espesor de la losa y los muros serán de 0.10 m y el acero de refuerzo consistirá en una malla fierro de 3/8" de 0.25 m x 0.25 m. La base de la cuneta será de 0.50 m, el borde libre elegido es el recomendado por la secretaría de Recursos Hidráulicos de México (R.H.M.), igual a 0.20 m, y la altura total de la cuneta será de 0.40 m, la longitud de la cuneta es de 265 m.

- **Cuneta colectora margen izquierda:** La cuneta tiene una longitud de 263 m y se ubica al sobre el talud del depósito N° 2. La cuneta colectora margen izquierda, entrega sus aguas al canal de coronación margen izquierda. El perfil de la cuneta colectora será escalonado y la altura de los escalones es de 0.40 m. La cuneta de conducción cruzará el camino de acceso al depósito por intermedio de una alcantarilla denominada tipo I, que consta de una poza de captación y una tubería. El canal de coronación margen izquierda, será reconstruido entre las progresivas 0+205 y 0+206.5, para construir una sección de canal de 0.50 m de base por 1.50 m de altura, los muros y losa será de 0.20 m de espesor.

- **Cuneta de drenaje en banqueta:** Las cunetas de drenaje serán de sección trapezoidal, construidas de concreto simple de una resistencia a la compresión de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$; el espesor de la losa y los muros serán de 0.075 m, la base será de 0.20 m. El borde libre adoptado será de 0.075 m para uniformizar la altura de la cobertura de suelo vegetal con la altura final de la cuneta de drenaje, la altura total de la cuneta será de 0.125 m y el talud de los muros será 1.0H:1.0V y la longitud total de las cunetas de drenaje es de 2254 m.

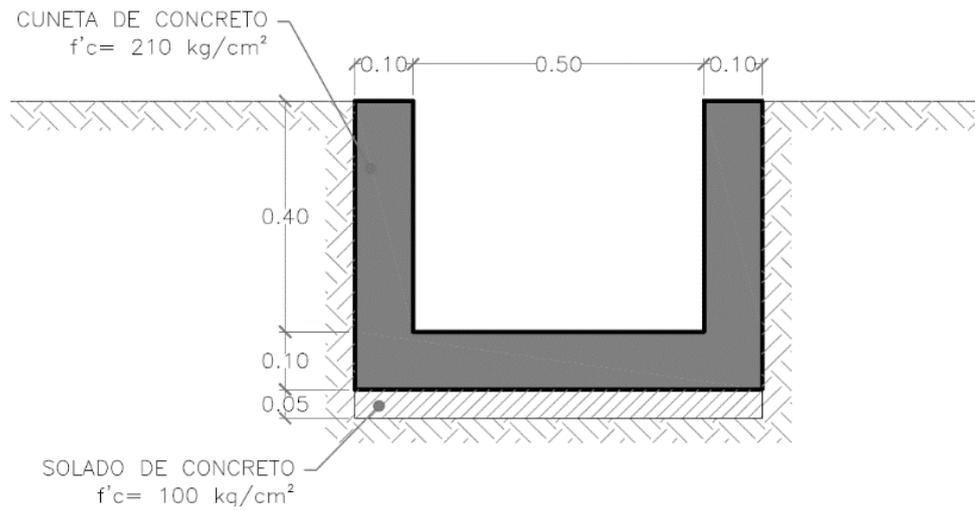


Figura 35:

Detalle de cuneta colectora

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

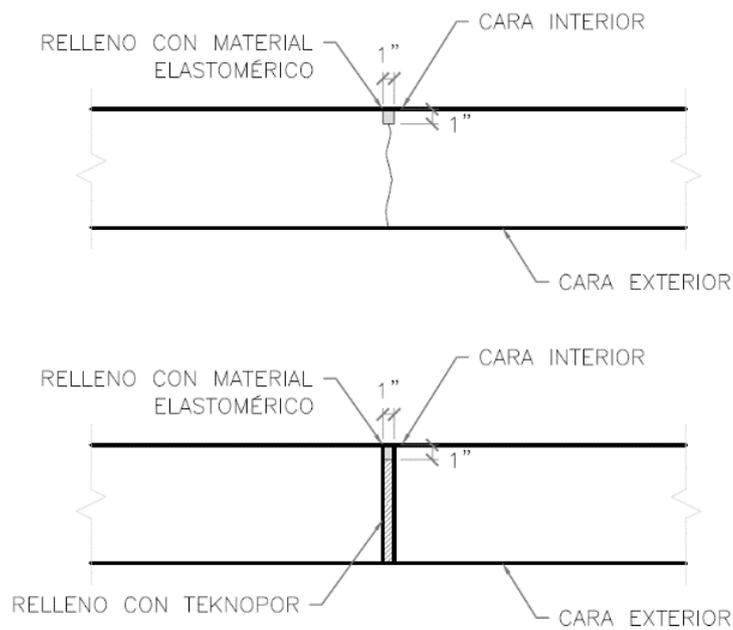


Figura 36:

Detalle de juntas

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

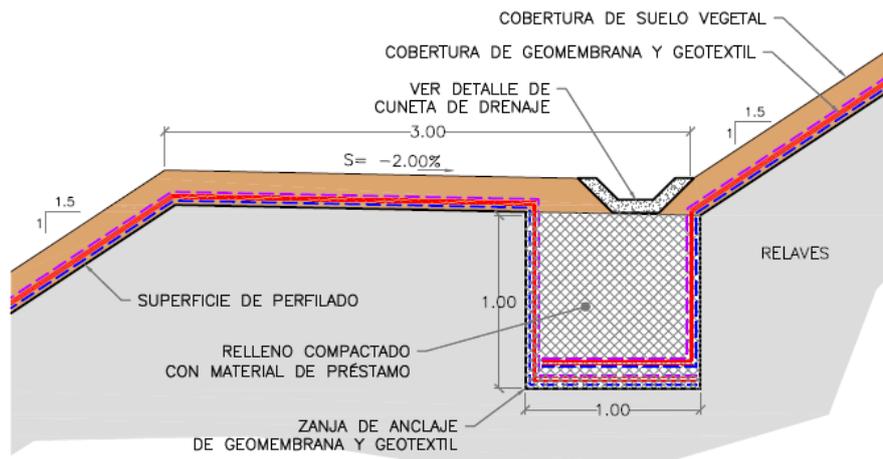


Figura 37:

Sección típica cuneta de drenaje en banqueta

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

4.3.2. Obras de estabilidad física

Para mejorar la estabilidad física de los depósitos de relaves marañón, se realizara el perfilado de los taludes existentes, este trabajo se realizará con una máquina excavadora hasta alcanzar como máximo un talud igual a 1.5H:1.0V o una inclinación igual a 33.7° con respecto a la horizontal. La altura de los taludes será de 10.0 m de longitud y se construirá una banqueta de 3.0 m de ancho entre taludes. El levantamiento topográfico del depósito de relaves Marañón (1A, 1B, 2, 4, 5 y 6), muestra que los taludes son variables, siendo el más crítico, el talud del depósito 1A y el depósito 4.

4.3.2.1. Perfilado de taludes.

El depósito 1A presenta taludes variables de 1.1H:1.0V a 1.2H:1.0V, con una altura aproximada de 23.0 m y 38.0 m de longitud de inclinación. Para asegurar la estabilidad física en el depósito 1A, la altura máxima será de 10.0 m y 18.0 m de longitud de inclinación, con banquetas de 3.0 m de ancho y taludes máximos de 1.5H:1.0V. Las cotas de las banquetas proyectadas de 3.0 m de ancho, estarán en 1200, 1210 y 1213 msnm, mientras que la banqueta de la cota 1213 msnm, será de 7.50 m de ancho.

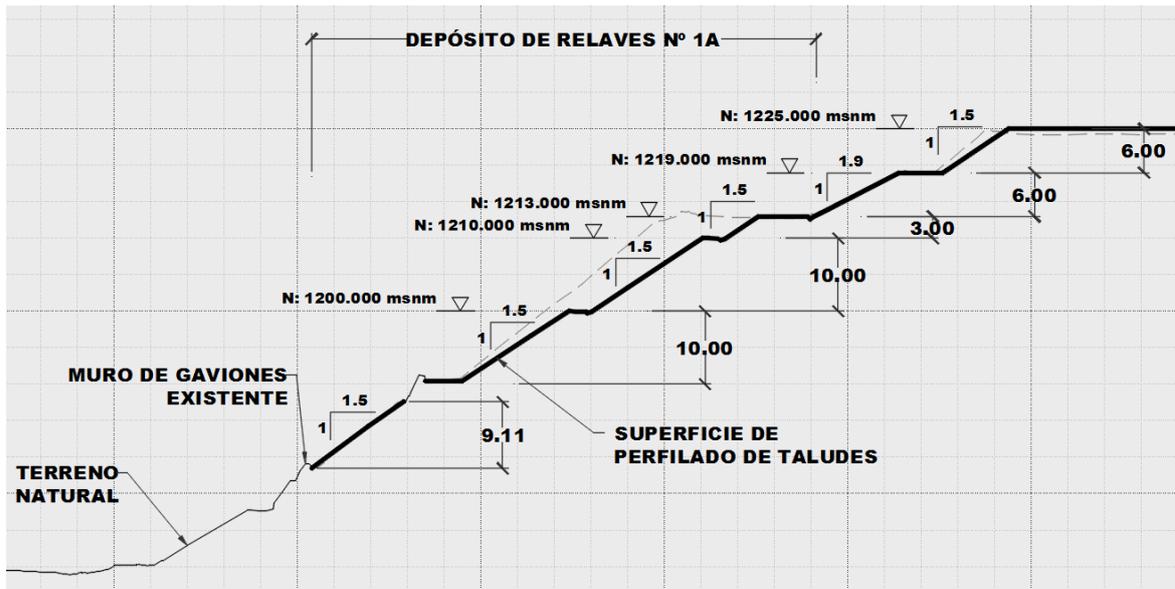


Figura 38:

Taludes en el depósito 1ª

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

El depósito 1B presenta taludes variables de 1.2H:1.0V a 1.9H:1.0V, con una altura variable de 5.0 m a 6.0 m. Para asegurar la estabilidad física en el depósito 1B, la altura máxima será de 6.0 m, la banqueta será la plataforma del camino de acceso al depósito, en la cota 1219 msnm, y los taludes máximos de 1.5H:1.0V a 1.9H:1.0V.

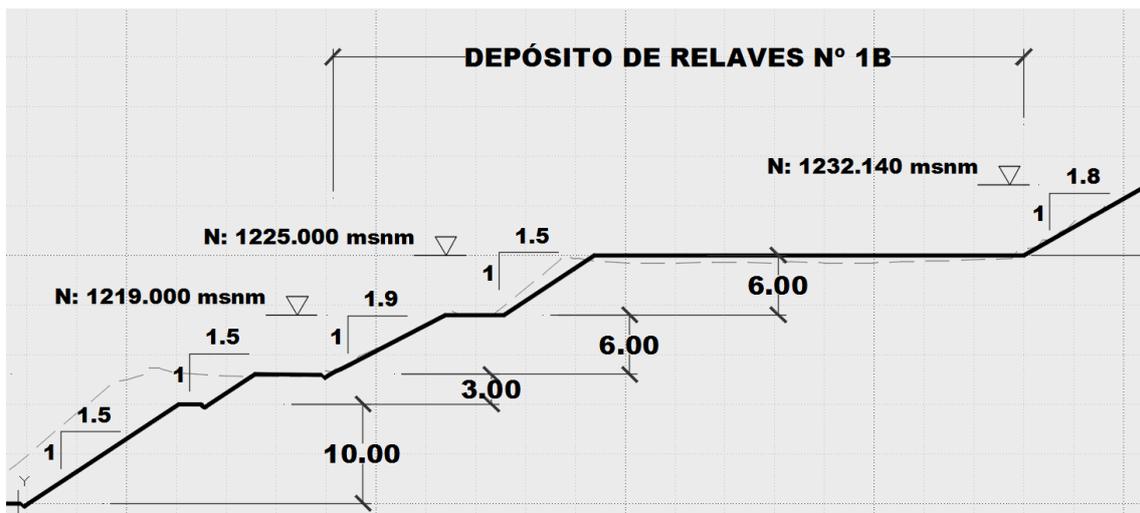


Figura 39:

Taludes en el depósito 1B

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

El depósito 2 presenta taludes variables de 1.3H:1.0V a 1.5H:1.0V, con una altura aproximada de 19.0 m y 34.0 m de longitud de inclinación. Para asegurar la estabilidad física en el depósito 2, la altura máxima será de 10.0 m y 18.0 m de longitud de inclinación, con banquetas de 3.0 m de ancho y taludes máximos de 1.5H:1.0V. Las cota de la banqueta proyectada de 3.0 m de ancho, estarán en 1245, mientras que la plataforma del depósito será la cota 1253 msnm.

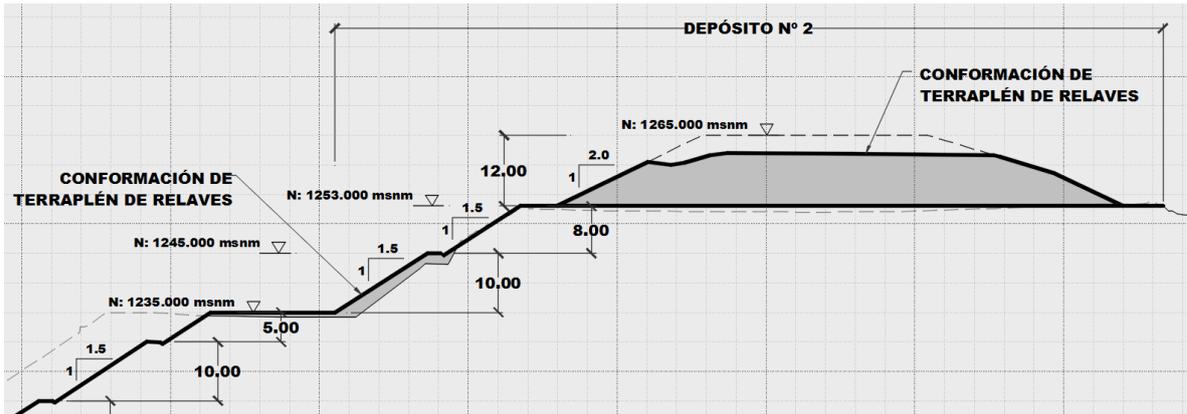


Figura 40:

Taludes en el depósito 2

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

El depósito 4 presenta taludes variables de 1.3H:1.0V a 1.5H:1.0V, con una altura total de 62.0 m y 90.0 m de longitud de inclinación. Para asegurar la estabilidad física en el depósito 4, la altura máxima será de 10.0 m y 18 m de longitud de inclinación, con banquetas de 3.0 m de ancho y taludes máximos de 1.5H:1.0V.

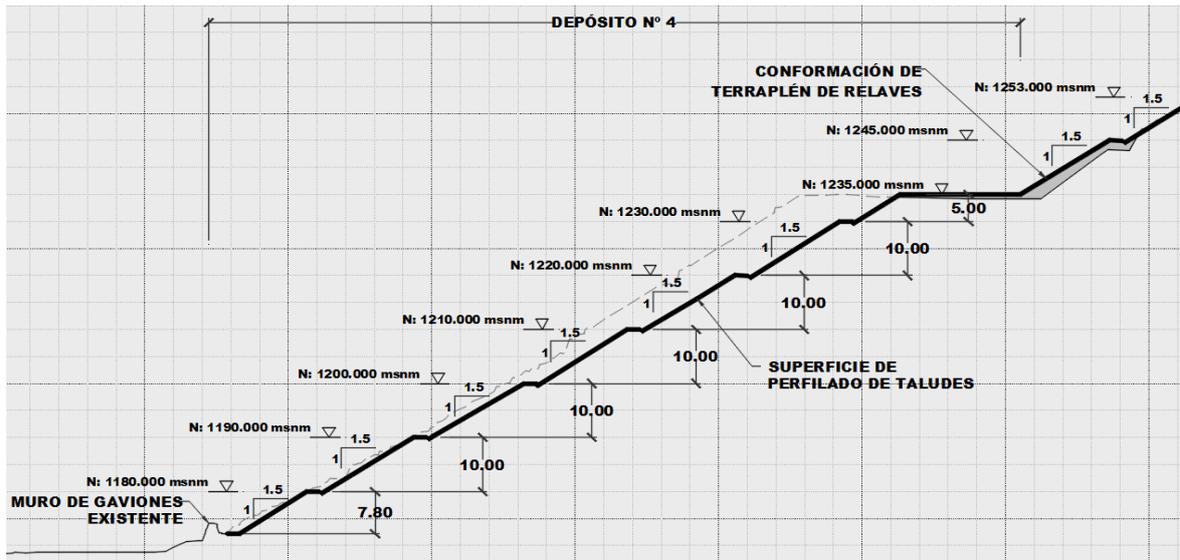


Figura 41:

Taludes en el depósito 4

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

El depósito 5 presenta taludes variables de 1.6H:1.0V a 1.8H:1.0V, con alturas variables entre 10.0 m y 13.0 m de longitud de inclinación. Debido a que la inclinación y las longitudes de inclinación de los taludes existentes son menores a los máximos requeridos, estos serán perfilados manteniendo el mismo talud.

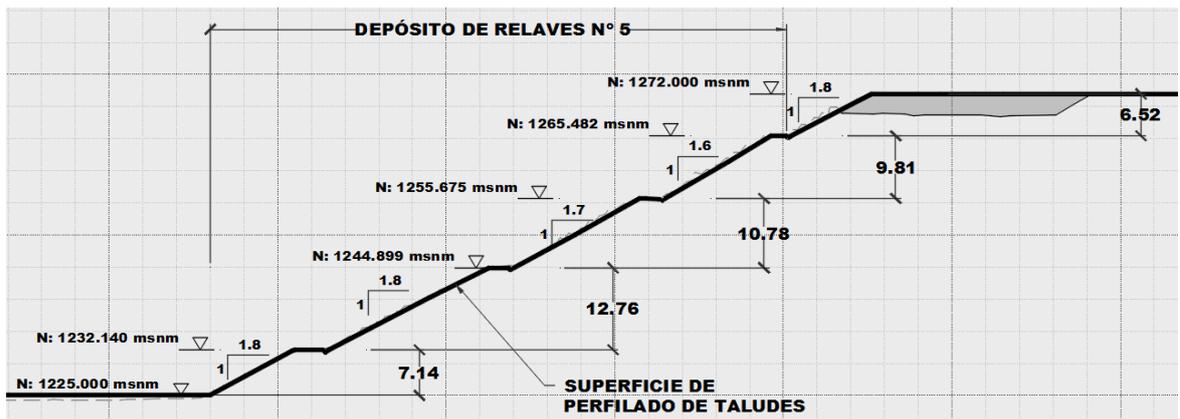


Figura 42:

Taludes en el depósito 5

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

El depósito 6 presenta taludes variables en promedio igual a 1.8H:1.0V, con una altura variable entre 17.0 m y 18.0 m de longitud de inclinación. Debido a que la inclinación y las

longitudes de inclinación de los taludes existentes son menores a los máximos requeridos, estos serán perfilados manteniendo el mismo talud.

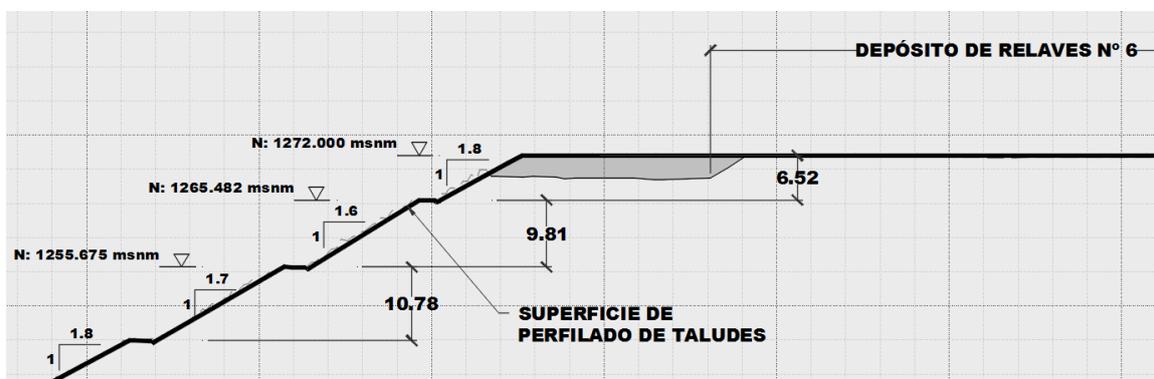


Figura 43:

Taludes en el depósito 6

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

El perfilado de los taludes genera un material excedente de relaves, el cual será conformado en el depósito N° 2. También, se podrá trasladar y conformar los excedentes de relaves a los depósitos de relaves filtrados Livias y Hualanga.

- **Disposición del material de excavación, conformación de relaves.**

Se refiere al relleno del terraplén a construir con el fin de disponer el material del perfilado de los taludes aguas abajo del depósito de relaves Marañón. El material del perfilado de taludes principalmente de los depósitos 1A y 4, será conformado en la plataforma del depósito N° 2 y los depósitos de relaves filtrados Livias y Hualanga, y el volumen es aproximadamente 78,000 m³ de relaves. Las actividades a desarrollar comprenden lo siguiente:

- **Perfilado de talud aguas abajo.**

Antes de iniciar los trabajos de perfilado del talud, el contratista deberá tomar las precauciones necesarias y suficientes que impidan la contaminación ambiental y la desestabilización con caídas de material ladera abajo. Para ello, antes de la excavación, se realizará un riego y estabilización de los cortes críticos.

Los trabajos serán ejecutados con la asistencia de excavadoras livianas y personal de apoyo para el desquinche, los taludes de corte serán 1.5H:1.0V y el perfilado se realizara de arriba hacia aguas abajo.

- **Transporte del material.**

El material procedente de la excavación será transportado en volquetes abastecidos directo del corte a las tolvas de los volquetes. Una vez cargados, serán cubiertos con mallas y regados superficialmente. El material será depositado en la plataforma del depósito N°2 y los depósitos de relaves filtrados Livias y Hualanga, en rumas para su extendido.

- **Colocación de material excavado.**

Para realizar la conformación del relleno, se considera el uso de un rodillo de 10 toneladas de peso estático y los controles de la densidad será realizando ensayos de Proctor Modificado a cada 200 m².

Con el fin de producir una buena adherencia para el relleno, la base de la plataforma será limpiada de material inadecuado, regado y escarificado a una profundidad de 0.10 m y luego compactado al 95% del Proctor Modificado. Las rumas depositadas en la plataforma de relleno serán extendidas y humedecidas a la humedad del Proctor y se compactarán en capas de 0.30 m, progresivamente desde los bordes al centro, desplazando el rodillo hasta alcanzar el 95% del Proctor Modificado.

Cualquier irregularidad que se presente por la presencia de granos mayores de 3", deberá corregirse aflojando el material, retirando y agregando material adecuado hasta que la superficie resulte pareja y uniforme.

El talud del terraplén será como máximo 2.0H:1.0V y el nivel de la plataforma conformada estará en la cota 1265 msnm. En la Figura 44, se muestra la disposición en planta y perfil de la conformación de los relaves excedentes del perfilado de taludes.

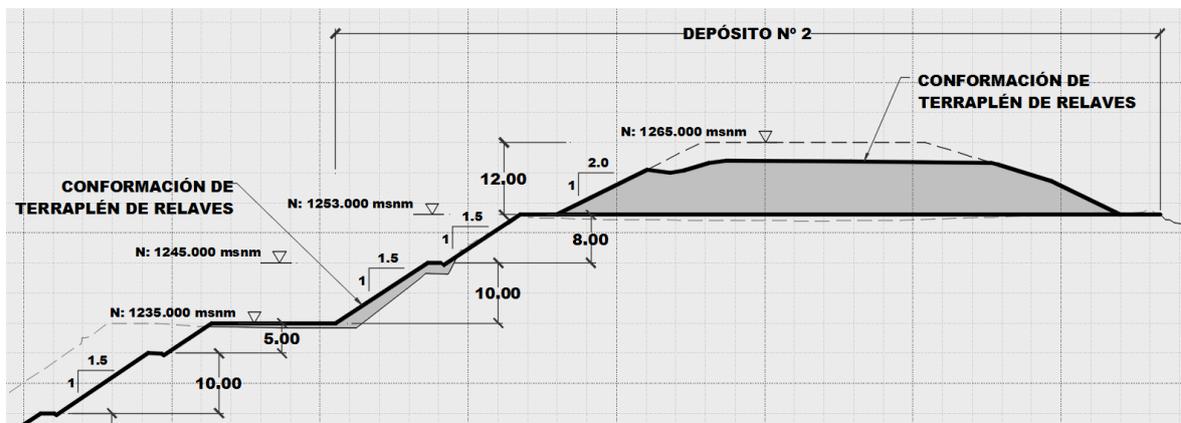
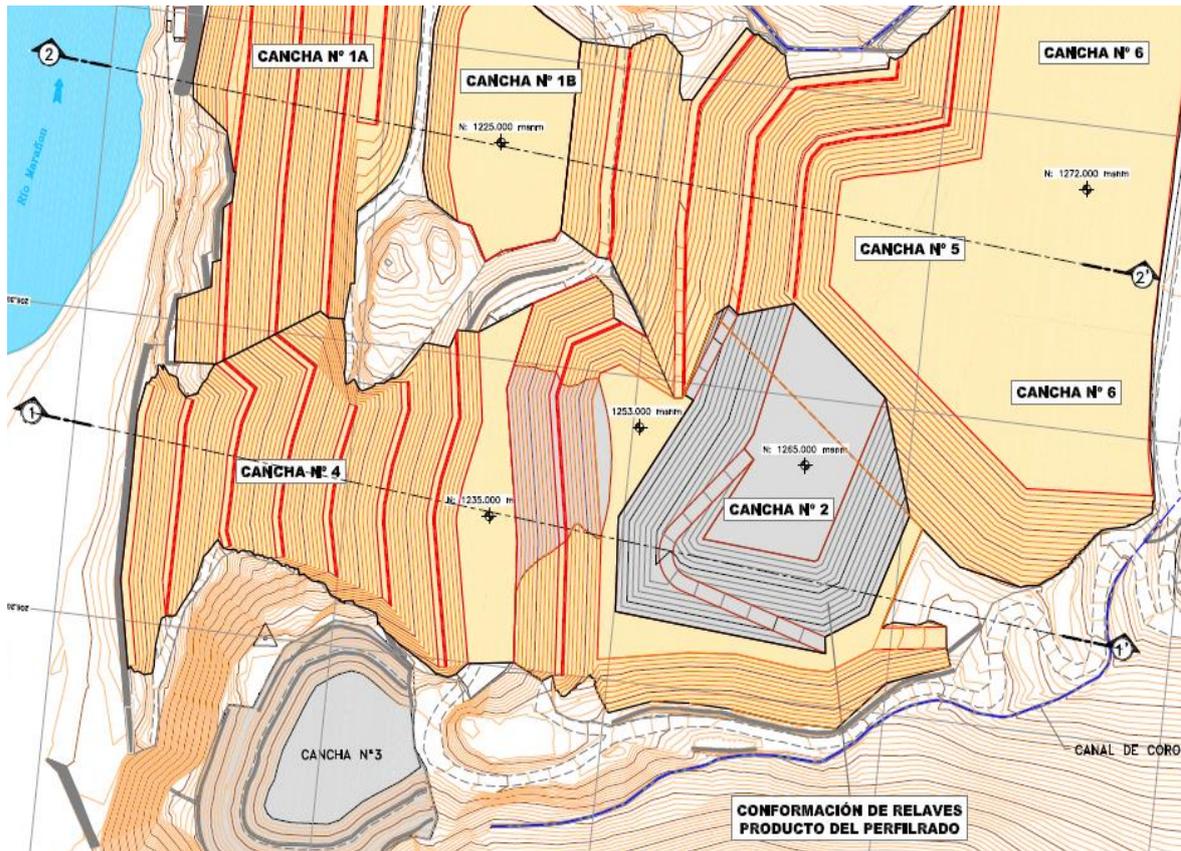


Figura 44:

Disposición en planta y perfil del terraplén de relaves

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

4.3.3. Obras de estabilidad geoquímica

La estabilidad geoquímica temporal del depósito de relaves Marañón, consiste básicamente en evitar la generación de drenaje ácido hasta el momento de su re-procesamiento; así mismo mediante la cobertura se restituye la cubierta vegetal de forma temporal en las áreas degradadas.

4.3.3.1. Obras de cobertura y revegetación.

La revegetación permitirá minimizar el impacto ambiental al área del depósito de relaves, así mismo cumple una función muy importante, la cual es retirar el agua acumulada en el sustrato por medio de la absorción, transpiración de la planta así como la evapotranspiración.

4.3.3.2. Diseño de la cobertura.

Según los resultados del análisis de estabilidad geoquímica desarrollado en la Actualización del PCM de la UM Poderosa el que fuera aprobado con RD N° 298-2013-MEM-AAM, los depósitos de relaves Marañón N° 1, 2, 4, 5 y 6, son generadores de drenaje ácido, por lo que su diseño de cierre consistirá en aislar estas áreas (encapsular) mediante una cobertura tipo III cubierta de geomembrana HDPE de 2.0 mm de espesor y uso de geotextil, luego se colocará una capa de tierra vegetal de la zona (top soil) con un espesor no menor de 0.20 m que deberá ser conformado según la inclinación de las paredes del talud y con la pendiente de 2% en la superficie del depósito, para el caso de escorrentía.

a. Descripción del tipo de cobertura aprobada

- **Cobertura Tipo III:** La cobertura estará compuesta de: un geotextil no tejido de 300 g/m² en contacto con el relave; una geomembrana HDPE texturizada en ambas caras, de 2 mm de espesor, seguido de un geotextil no tejido de 500 g/m², y la última capa estará conformada por material orgánico de 0.20 m para el sembrado de especies vegetales de la zona. De acuerdo a la RD N° 298-2013-MEM-AAM, esta capa será utilizada solamente en las áreas donde se determine que se necesita vegetación debido a que la unidad cuenta con características que limitan el desarrollo de especies en determinados sectores.

Para la selección de la cobertura, se han simulado varios empaquetados con distintos espesores de capas y distintos materiales, tanto naturales como sintéticos. En la simulación de la infiltración a través de la cobertura se han considerado variables de diseño, climatológicos del lugar y propiedades del material.

- Capa 1: Material orgánico o top soil, el cual es el estrato superior que soportará la vegetación, además de actuar como una capa de protección de las capas

subyacentes frente a efectos climáticos y estará compuesta de suelo fertilizado que será recubierto con el sembrado de especies vegetales endémicas recomendadas.

- Capa 2: Capa intermedia, su función es actuar como una capa de transición, está conformado por un geotextil no tejido de 500 g/m².
- Capa 3: Capa cuya función es crear una barrera impermeable (geomembrana HDPE texturizada en ambas caras, de 2 mm de espesor) que minimice al máximo el ingreso de oxígeno y reduzca la infiltración de agua hacia los relaves.
- Capa 4: Capa de contacto, su función es actuar como una capa de protección entre el relave y la geomembrana, está conformado por un geotextil no tejido de 300 g/m².

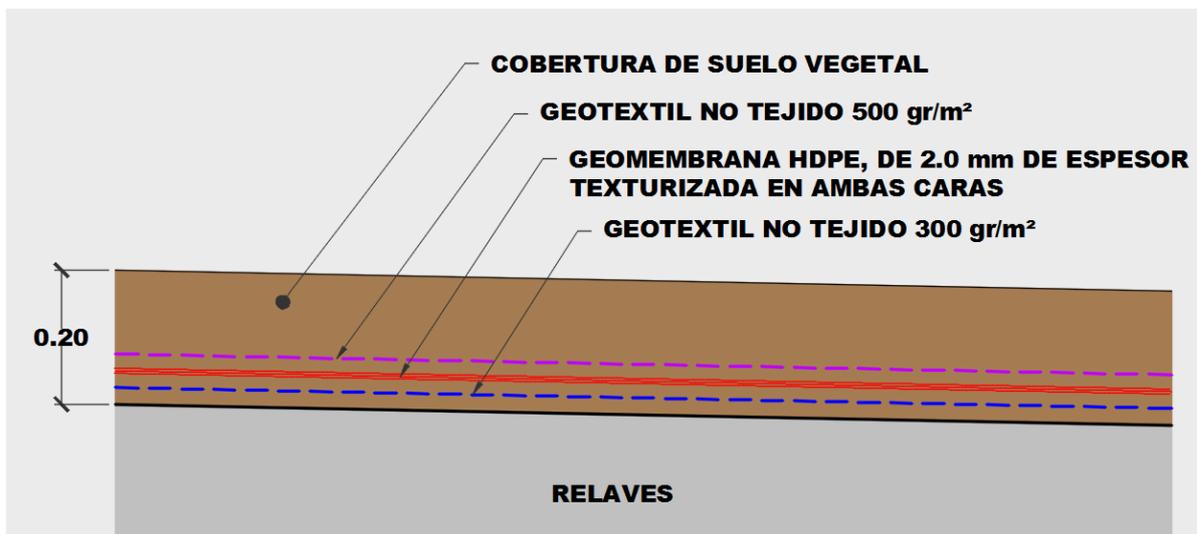


Figura 45:

Cobertura Tipo III

FUENTE: Adaptado de Actualización del plan de Cierre UM Poderosa, 2015.

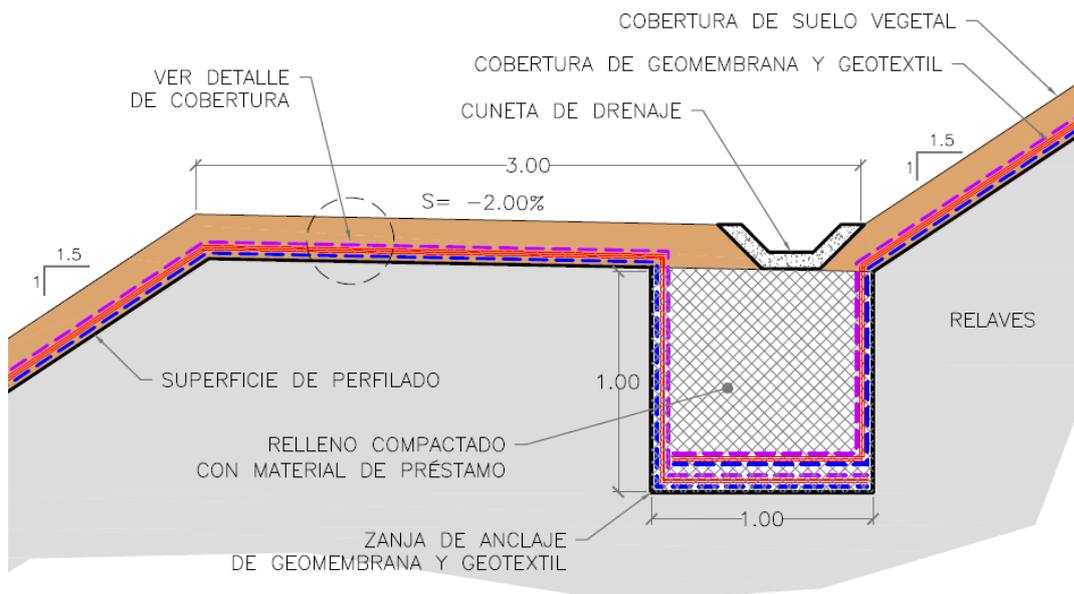


Figura 46:

Detalle de banqueta y anclaje de geomembrana y geotextiles

FUENTE: Adaptado de Actualización del plan de Cierre UM Poderosa, 2015.

b. Diseño Conceptual cobertura propuesta

Para el diseño conceptual de cobertura temporal, se utilizó el modelo HELP v3.07 (Hydrologic Evaluation of Landfill Performance) desarrollado por el Laboratorio Ambiental del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos por encargo de la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA) en 1997.

Su aplicación se centra en la determinación de los componentes del balance hídrico con objeto de servir de ayuda en el proceso de evaluación y comparación de posibles alternativas en el diseño y cierre de coberturas. Este modelo se fundamenta en las ecuaciones de energía y en el método de Penman para determinar la evapotranspiración, incorporando los efectos del viento, de la humedad y de la radiación solar. También incluye un modelo para simular suelos helados y mejorar así los cálculos de infiltración y de escorrentía en climas fríos.

- **Datos climatológicos:**

Temperatura media, precipitación, radiación solar acumulada, profundidad de la zona de evaporación en el suelo, latitud, longitud, tipo de vegetación, inicio y final del período de crecimiento de la vegetación, velocidad media anual del viento y humedad

relativa media.

- **Datos sobre las características de los materiales que conforman la cobertura:**
Número y tipo de capas, percolación vertical, drenaje lateral, suelo tipo barrera o geomembrana, espesor de las capas, textura, porosidad, capacidad de campo, punto de marchitez y conductividad hidráulica saturada, estos parámetros han sido tomados de la base de datos del HELP para materiales típicos en el diseño de coberturas.
- **Datos sobre el diseño de la cobertura:**
Porcentaje en el que es posible la escorrentía en cada superficie en la que se halla dividida la zona a cubrir, pendiente, distancia de drenaje en las capas de drenaje lateral, porcentaje de recirculación de los lixiviados y capa sobre la que se re circulan aquéllos. Los tipos de coberturas conceptuales a diseñar resultan del análisis del material que conforma el componente a cubrir, basándose en dos principios:
 - El material conformante del componente genera acidez
 - El material conformante es temporal

Por estas razones se ha realizado el diseño para materiales que generan drenaje ácido, los cuales se detallan a continuación.

- **Tipo de Cobertura:**
 - **Tipo CI: Cobertura para material generador de acidez.**
Este tipo de cobertura temporal será utilizada para los componentes de mina que generan acidez.

El criterio de diseño utilizado para el diseño conceptual está basado en que las aguas remanentes de la precipitación no alcance el material contaminador.



Figura 47:

Disposición cobertura tipo I

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

- Por la evapotranspiración reduce el 15%.
- Por la escorrentía reduce el 65 %.
- La Tierra vegetal retiene hasta el 5 % de la precipitación (humedad necesaria para el pasto).
- La tierra vegetal con el pasto sembrado retiene hasta el 20% de la precipitación en forma de humedad.

Con dicho modelo conceptual se estima que el agua no alcance el material generador de acidez. La disposición de la cobertura es de la siguiente forma:

Capa 1: Tierra de cultivo o top soil (0.30 m de espesor).

La tierra de cultivo o top soil tiene la función de brindar el sustento nutricional y de agua a las especies sembradas. Se está considerando un espesor de 30 cm; el espesor necesario para el crecimiento de las especies de pastos introducidos (trébol blanco y pasto ovillo) es de 15 cm, con dicho espesor se pretende capturar la humedad de las precipitaciones. El volumen de tierra de cultivo requerido es 31,890 m³.

Capa 2: Material granular (0.10 m de espesor).

Material que puede ser una grava limo arcillosa con arena y grava arcillosa con arena (GC-GM y GC). Tiene la función de drenaje de las aguas remanentes que pudieran atravesar la capa de tierra de cultivo o top soil. Además, cumple la función de minimizar el ascenso por capilaridad, en su estructura deberá presentar no menor del 30 % de finos. El volumen requerido de material granular es 10,630 m³.

- **Descripción de la cobertura temporal propuesta.**

El diseño final de la cobertura temporal consiste en una capa superficial de material de 0.30 m (tierra de cultivo) y un material de retención de humedad de 0.10 m (material granular).

El modelo de cobertura cumple con los criterios establecidos para el diseño de un cobertor teniendo en cuenta que es de forma temporal, reduciendo la percolación a valores menores que 3% de la precipitación máxima establecida en los criterios de diseño, manteniendo valores reducidos de coeficientes de difusión.

Se debe proteger el material superficial contra la erosión. Si se coloca este material sin ninguna protección, es muy probable que sufra erosión. Por eso, es importante considerar la implantación de vegetación (trébol blanco y pasto ovillo), en el material superficial inmediatamente después de su colocación.

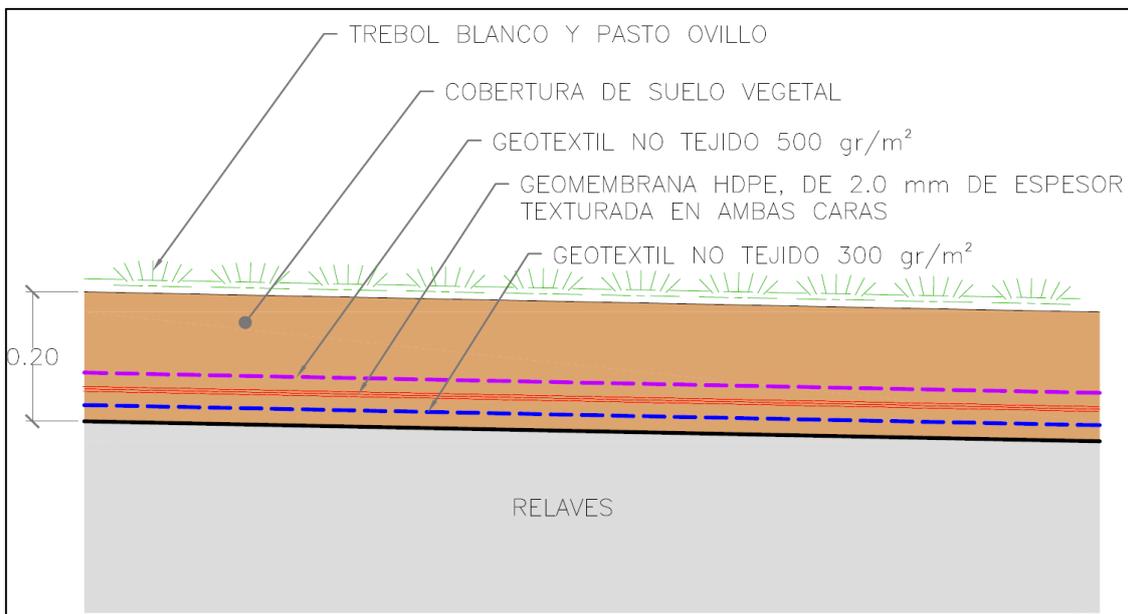


Figura 48:

Detalle de cobertura vegetal

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

En las figuras 49 y 50, se muestra el estado actual y la disposición general con las medidas de cierres propuestas de los depósitos de relaves Marañon respectivamente.

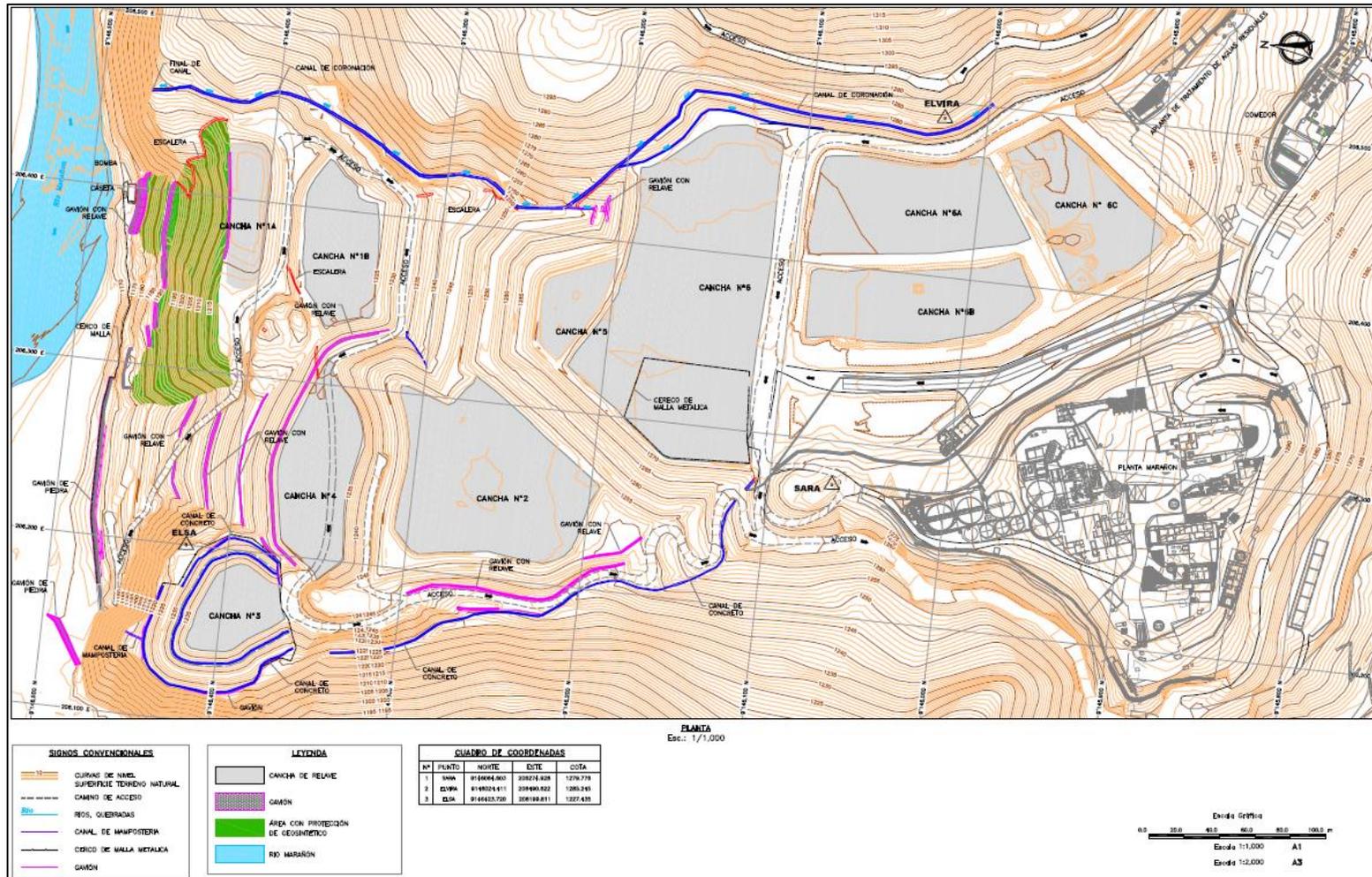


Figura 49:

Vista en condiciones actuales de los depósitos de relaves Marañón

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

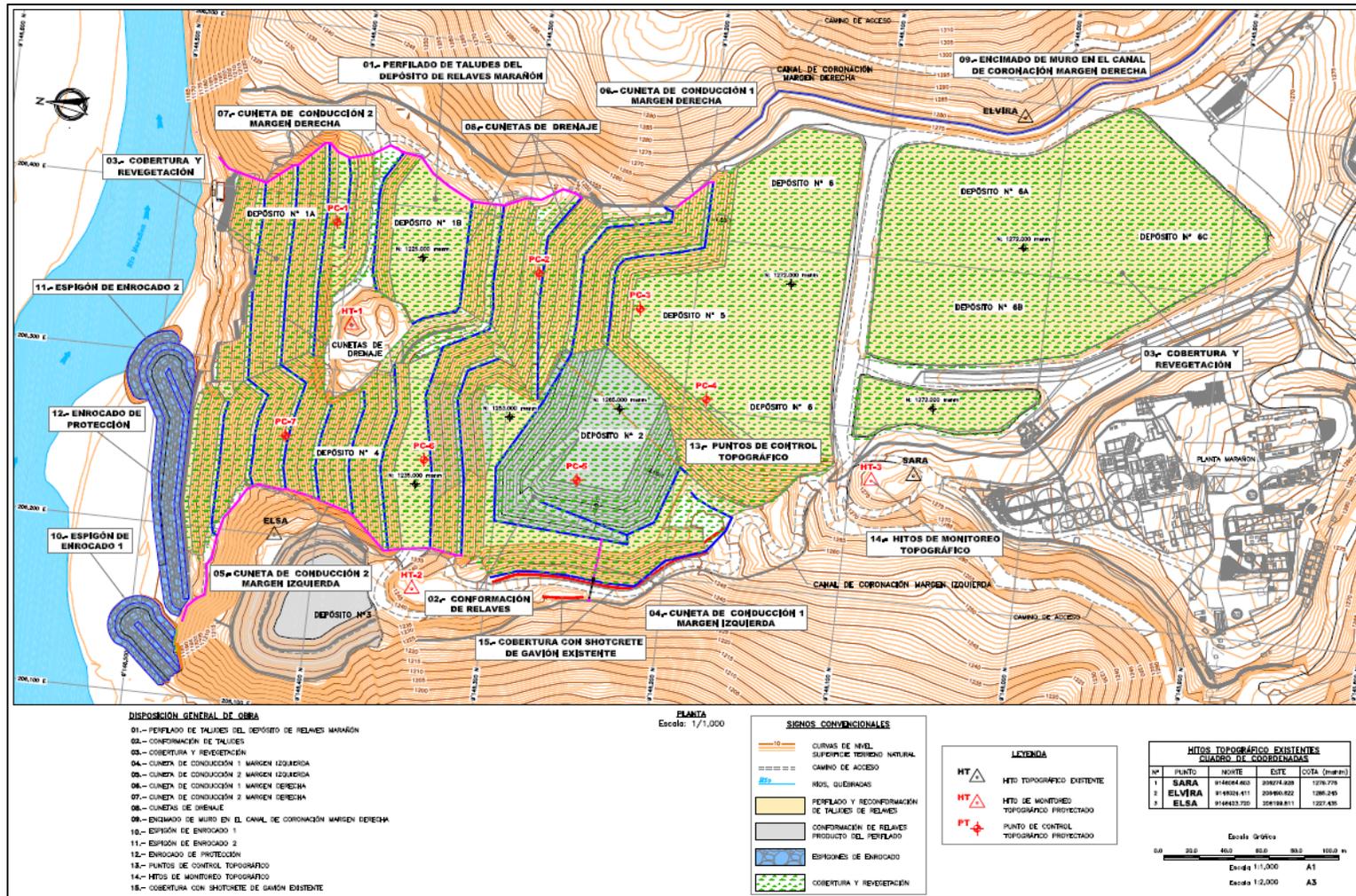


Figura 50:

Vista de las medidas de cierre de los depósito de relaves Marañón

FUENTE: Tomado de Geoservice Ambiental SAC, 2017.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Los diseños de obras de cierre de los depósitos de relaves Marañón, incluye obras de defensa ribereña, cunetas, canales de coronación, perfilado de taludes y sistema de cobertura vegetal, que aseguren el control de aguas superficiales, la estabilidad física y estabilidad geoquímica de dichos componentes.
- Mediante la simulación hidráulica del río Marañón, se logró determinar las áreas y niveles de inundación, que permitieron plantear obras correctivas mediante defensa ribereña, compuesta por un sistema de protección de espigones y enrocado pesado, los cuales mitigan los efectos de erosión fluvial en el sitio de los depósitos de relaves. Asimismo, la profundidad de socavación calculada por los métodos hidráulicos de Lischtván & Lebediev y Artamonov para la socavación general y por estribos respectivamente, permitieron conocer las dimensiones de la uña antisocavante de las obras de protección.
- El análisis hidrológico superficial, permitió dimensionar las obras de control de aguas de contacto, las cuales están conformadas por cunetas de drenaje y canales de coronación, que aseguran la estabilidad hidrológica de la zona de depósito de relaves.
- El análisis de estabilidad de taludes, indica que actualmente los depósitos se encuentran estables; sin embargo se propone mejorar dichas condiciones, mediante el perfilado de taludes y de esta manera posibilitar la puesta de cobertura vegetal en el cierre geoquímico. Los depósitos de relave marañón son generadores de drenaje ácido, por lo que se plantea realizar una cobertura compuesta por capas de tierra, geosintéticos y vegetación, con la finalidad de proteger al medio ambiente.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda para la modelación hidrología e hidráulica, la implementación de estaciones meteorológicas e hidrométricas en el área de estudio, con la finalidad de mejorar la calibración y validación de los modelos.
- Se recomienda proponer otras alternativas de cierre, que incluyan tecnologías nuevas, amigables con el medio ambiente.
- La formación del ingeniero agrícola, contribuye en aspectos claves de la ingeniería de cierre de los depósitos de relaves, ya que cuenta con conocimientos sólidos de hidrología, hidráulica, manejo de cuencas, diseño presas, entre otros.
- Se recomienda a los profesionales de ingeniería agrícola participar en este tipo de trabajos, relacionados con la minería, los planes cierres, estudios de impacto ambiental, diseño de depósitos de relaves, ya que cuenta con la capacidad técnica y profesional.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aquise, C.R. (2019). Análisis de Estabilidad Física para el Cierre Definitivo del Depósito de Relaves Santa Catalina Mina Quiruvilca. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- Ccajma, M.P. (2019). Estabilidad de Taludes y Regevetación en el Cierre Final del Tajo del Proyecto Maricielo 2013 de Óxido de Hierro. Puno: Universidad Nacional del Altiplano.
- CCLL. (2019). La Libertad es Líder en Producción de Oro a Nivel Nacional. Cámara de Comercio de La Libertad, 2.
- Chaña, L.A. (2013). Diseño del Cierre de Pasivos Ambientales de Labores Mineros a Menor Costo y Minimización de Impactos de Mina Ishihuinca. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- Coingec SAC. (2010). Ingeniería a Detalle. Plan de Cierre de Canchas 1-2 Relavera Marañon. Lima.
- Congreso de la Republica. (2003). Ley que Regula el Cierre de Minas. Lima-Perú: Presidencia de la Republica.
- Fundación Chile. (2015). *Guía Metodológica para la Estabilidad Química de Faenas e Instalaciones Mineras*. Santiago: CORFO.
- JMF, Ingeniería & Construcción. (2015). Evaluación de la Estabilidad Física de la Relavera Marañon para condiciones de Cierre. Lima.

- Juárez, E. y Rodríguez, A. (1992). *Mecánica de Suelos* (3ª ed.). México: Limusa. Grupo Noriega.
- Ministerio de Energía y Minas del Perú. (1997). *Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos en Mina*. Lima: Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros.
- Ministerio de Energía y Minas del Perú. (2006). *Guía para la Elaboración de Planes de Cierre de Minas*. Lima: Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros.
- Ministerio de Energía y Minas del Perú. (2007). *Guía para el Diseño de Coberturas de Depósitos de Residuos Mineros*. Lima: Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros.
- Ministerio de Energía y Minas del Perú. (2007). *Guía para la Evaluación de Impactos en la Calidad de las Aguas Superficiales por Actividades Minero Metalúrgicas*. Lima: Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros.
- PGS CHILE. (2018). *Estudios de Normativas Internacionales de Diseño, Construcción, Operación, Cierre y Post Cierre de Depósitos de Relaves*. Santiago: Ministerio de Miberia, Gobierno de Chile.
- Rodríguez, F.H. (2000). *Análisis de Estabilidad de Taludes*. Madrid: Geotecnia.
- Servicio Nacional de Geología y Minería. (2018). *Guía Metodológica para la Evaluación de la Estabilidad Física de Instalaciones Mineras Remanentes*. Santiago: Pontificia Universidad Católica de Valparaiso.
- Suarez, J. (2009). *Análisis de Estabilidad*. Bogota CD.
- SVS Ingenieros. (2015). *Actualización del Plan de Cierre de las Minas de la Unidad Minera Poderosa*. La Libertad.

USCOLD. (1994). Tailings Dam Incidents. Committee on Tailings Dams, U.S. Committee on Large Dams, Denver, Colorado.