

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, EMBALSES
MULTIPROPÓSITO CUENCA SANTA MARÍA
VOLUMEN GEOLOGÍA Y GEOTECNIA**



CANAL DE PANAMÁ

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	6
2. MARCO GEOLÓGICO	7
2.1. Aspectos tectono-estructurales en la provincia de Azuero	8
2.2. Geología local zona de presa	9
3. REVISIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA	13
4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA	15
4.1. GENERALIDADES	15
4.2. DESCRIPCIÓN DE OBRAS SUPERFICIALES	15
4.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	16
4.4. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA	18
4.4.1. Nivel de Fundación	19
4.4.2. Verificación de la estabilidad de la presa	19
4.4.3. Tratamiento de la fundación	20
4.4.4. Protección taludes de excavación	21
4.5. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	21
4.5.1. Excavaciones en corte abierto	21
4.5.2. Relleno ataguía y contra-ataguía	21
4.5.3. Tratamiento para la fundación	22
4.5.4. Inyecciones y drenajes	22
4.5.4.1. Inyecciones de consolidación	22
4.5.4.2. Inyecciones profundas	22
4.5.4.3. Cortina de drenaje desde las galerías	23
4.5.5. Soporte y protección de taludes de excavación	23
4.5.5.1. Empradización	23
4.5.5.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada	23
4.5.5.3. Drenajes cortos - lagrimales	23
4.5.5.4. Drenajes profundos	23
4.5.5.5. Pernos Tipo A1	23
5. OBRAS SUBTERRÁNEAS	25
5.1. GENERALIDADES	25
5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS	25
5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	26
5.3.1. Investigaciones geotécnicas	26
5.3.2. Propiedades de la roca intacta	26
5.3.3. Niveles de meteorización	28
5.3.4. Características de fracturamiento (RQD)	28

5.3.5. Clasificación del macizo rocoso	29
5.3.6. Permeabilidad	29
5.4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS	30
5.4.1. Mecanismos de falla	30
5.4.2. Excavación y soporte de los túneles	32
5.4.2.1. Terreno Tipo I	32
5.4.2.2. Terreno Tipo II	32
5.4.2.3. Terreno Tipo IIIA	32
5.4.2.4. Terreno tipo IIIB	33
5.4.3. Estimativo de tipos de terreno	33
5.4.4. Revestimiento	35
5.4.4.1. Permeabilidad	35
5.4.4.2. Estabilidad a largo plazo	36
5.4.4.3. Revestimiento de las obras subterráneas	36
5.4.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles	37
5.4.6. Tapón de cierre del túnel de desviación	37
5.5. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN	38
5.5.1. Estimativo de rendimientos	38
5.5.2. Estimativo de tiempos de construcción	39
5.6. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	41
6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	43
7. CONCLUSIONES	46
7.1. GEOLOGÍA	46
7.2. PRESAS	46
7.3. TÚNELES	47
7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	47
8. REFERENCIAS	48
9. ANEXOS	49

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de las zonas reservorios (Santa María y Gatú) en la península de Azuero en la zona centro sur del Istmo de Panamá. Fuente Badilla et al (1999).

Figura 2. Planta geológica con la localización de la zona de presa (en rojo presa Santa María y en azul presa Gatú). Fuente: (MICI, Milton J. Solano, 1990).

Figura 3. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización de los sitios de presa Santa María en rojo y Gatú en azul.

Figura 4. Geomorfología del sitio de presa (Gatú), Google Earth. (s.f.).

Figura 5. A) Geomorfología asociada a un estrato volcán colapsado, B) Modelo de formación de secuencias volcanoclásticas en un ambiente volcánico, C) Secuencias de ignimbritas en un estrato volcán colapsado.

Figura 6. A) Esquema de generación de depósitos de ignimbrita en un estrato-volcán, B) superficies de depositación con rumbo hacia el NE de los depósitos volcanoclásticos (ignimbritas), C) Texturas de flujo en afloramientos de ignimbrita de composición dacítica - andesítica.

Figura 7. Sección geológica sitio de presa Gatú.

Figura 8. Cauce del río Gatú en el sitio de presa con la localización de las obras asociadas.

Figura 9. Sitio de Presa CCR Santa María Gatú 180

Figura 10. Clasificación del macizo rocoso para obras superficiales (cimentación Presa CCR) GSI. Santa María Gatú.

Figura 11. Planta de localización del proyecto Santa María Gatú.

Figura 12. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966). (Puntos rojos, rocas ígneas de la formación El Valle. Puntos naranja, rango adoptado).

Figura 13. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.

Figura 14. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

Figura 15. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de fondo

Figura 16. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de usos

Figura 17. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

Figura 18. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes a las obras de descarga de fondo y descarga de usos.

Figura 19. Localización polígonos de posibles fuentes de materiales

Figura 20. Geomorfología zona de posibles fuentes de materiales y zona de depósitos

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Caracterización geológica y estimación de parámetros de resistencia para formaciones rocosas. Santa María Gatú.

Tabla 2. Estimación de propiedades de resistencia para los sitios de análisis.

Tabla 3. Parámetros geotécnicos de referencia de las Ignimbritas.

Tabla 4. Niveles de meteorización.

Tabla 5. Resumen de RQD de los sondeos

Tabla 6. Mecanismos de falla en túneles.

Tabla 7. Mecanismos de falla probables para los Túneles.

Tabla 8. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.

Tabla 9. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.

Tabla 10. Porcentaje de terreno estimado.

Tabla 11. Caudal máximo de infiltración estimado para los túneles.

Tabla 12. Dimensionamiento de tapón

Tabla 13. Rendimientos de excavación

Tabla 14. Estimativo de tiempo de construcción.

Tabla 15. Análisis de balance de materiales

1. INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers, se ha planteado el potencial desarrollo multipropósito identificado como Santa María Gatú. Este desarrollo se localiza en la cuenca del río Santa María, donde se identificó potencial de aprovechamiento como suministro de agua potable y riego.

El proyecto Santa María Gatú, consiste en un reservorio formado por una presa de gravedad tipo CCR (Concreto compactado con rodillo) de 91 m de altura, un túnel de desviación, el sistema de descarga de fondo y el sistema de descarga de usos.

El documento presenta los estudios geológicos y geotécnicos a nivel conceptual del proyecto Santa María Gatú. El contenido del documento se subdivide en los siguientes capítulos:

- Capítulo 2. Marco Geológico.
- Capítulo 3. Revisión de la amenaza sísmica.
- Capítulo 4. Diseño geotécnico de la presa
- Capítulo 5. Obras subterráneas.
- Capítulo 6. Balance de materiales y fuentes de material.
- Capítulo 7. Conclusiones.
- Capítulo 8. Referencias.
- Capítulo 9. Anexos.

2. MARCO GEOLÓGICO

La configuración geológica-estructural actual del Istmo de Panamá es el resultado de la interacción desde el Cretáceo de las placas tectónicas del Caribe y Nazca principalmente, la cual ha generado un bloque intermedio conocido como la microplaca de Panamá. En general este bloque presenta un registro de las diferentes fases tectónicas de acreción de rocas de afinidad oceánica, de magmatismo, vulcanismo, erosión y sedimentación, evidentes en las rocas ígneas volcánicas, rocas ígneas intrusivas, rocas sedimentarias y en la variedad de depósitos volcánicos, vulcano-sedimentarios y sedimentarios que se han formado desde el Cretácico hasta el Cuaternario reciente (Figura 1).

Particularmente en la Península de Azuero, en la zona centro sur de Panamá se encuentran las rocas más antiguas del país, correspondientes a complejos ígneos básicos y ultrabásicos formados en el Cretáceo Inferior - Superior y en el Cenozoico. Se caracterizan por ser rocas de afinidad oceánica acrecionadas a las márgenes del arco magmático-volcánico Cretácico Superior - Cenozoico panameño. Se distinguen brechas volcánicas, hialoclastitas, diabasas, basaltos, plagiogranitos, gabros, peridotitas, piroxenitas, espilitas, picritas y rocas sedimentarias de ambiente oceánico, las cuales en su conjunto conforman lo que se conoce como un Complejo Ofiolítico. Este tipo de unidad también se encuentra en el Distrito de Soná (Figura 1).

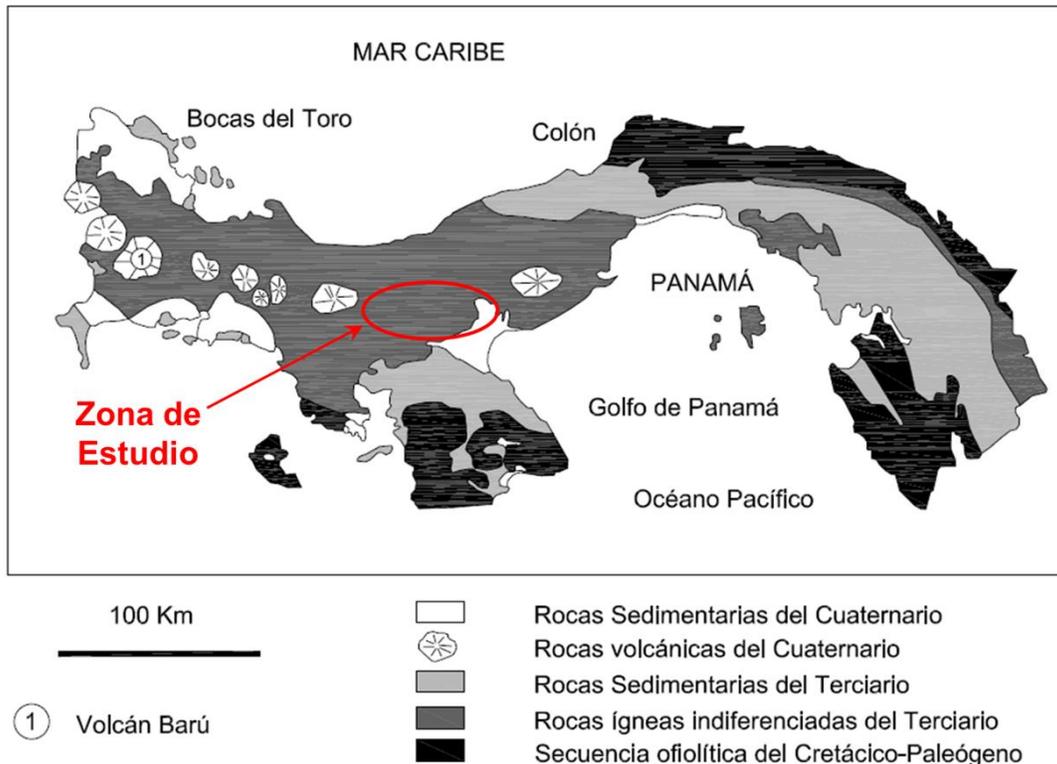


Figura 1. Localización de la zonas reservorio Gatú) en la península de Azuero en la zona centro sur del Istmo de Panamá. Fuente Badilla et al (1999).

Al norte de la provincia morfotectónica característica de la Península de Azuero conformada por el complejo ofiolítico cretácico y del arco magmático-volcánico cretácico-cenozoico, se presentan cambios importantes en las rocas, sus edades y afinidades geoquímicas permiten definir otra provincia morfotectónica conformada por el arco volcánico panameño actual. Este arco comienza su formación en el Paleoceno y se caracteriza por intensas fases de actividad volcánica. Se trata del vulcanismo calco-alcalino explosivo presente en toda América Central, cuya máxima expresión se da en el Mioceno y en el Plioceno, época de cierre del paso entre los océanos Atlántico y Pacífico, el cual continúa en la actualidad, siendo el ejemplo principal en Panamá, el volcán Barú localizado al oriente del país. En la Figura 1 y la Figura 2 se identifica en la

zona del Proyecto rocas ígneas indiferenciadas del Terciario y rocas volcánicas del Cuaternario, las cuales se asocian andesitas, ignimbritas, basaltos, tobas y raramente dacitas y riolitas.

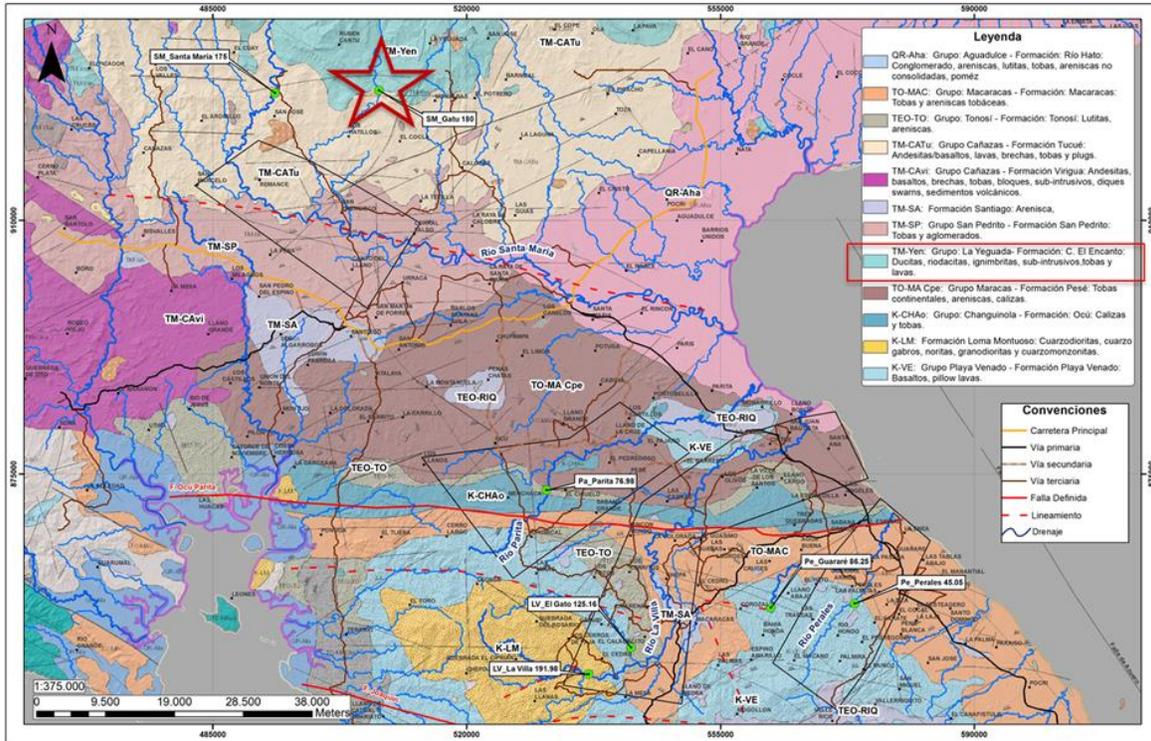


Figura 2. Planta geológica con la localización de la zona de presa. Fuente: (MICI, Milton J. Solano, 1990).

Ambas provincias se encuentran parcialmente cubiertas por rocas sedimentarias del Terciario (Figura 1 y Figura 2), que consisten en sedimentos clásticos derivados de la erosión de las rocas ígneas volcánicas preexistentes y re-depositados en cuencas adyacentes, además de sedimentos de origen marino y transicional localmente expuestos en ríos. Las rocas asociadas son lutitas, areniscas, conglomerados finos, e incluso calizas.

2.1. Aspectos tectono-estructurales en la provincia de Azuero

El sitio de presa denominado Gatú se ubica en la zona central de la península de Azuero, la cual se caracteriza por presentar un plateau oceánico autóctono, al cual se han acrecionado por efectos de subducción rocas del lecho oceánico (*seamounts*) y sedimentos del mismo lecho, además de la cobertura del plateau a partir de sedimentos tipo *forearc* (Buch et al., 2011).

Esta configuración tectónica permite definir tres zonas de falla orientación WNW-ESE importantes para el área de estudio, estas son de norte a sur Falla Ocu-Parita y Falla de Joaquín (Figura 3).

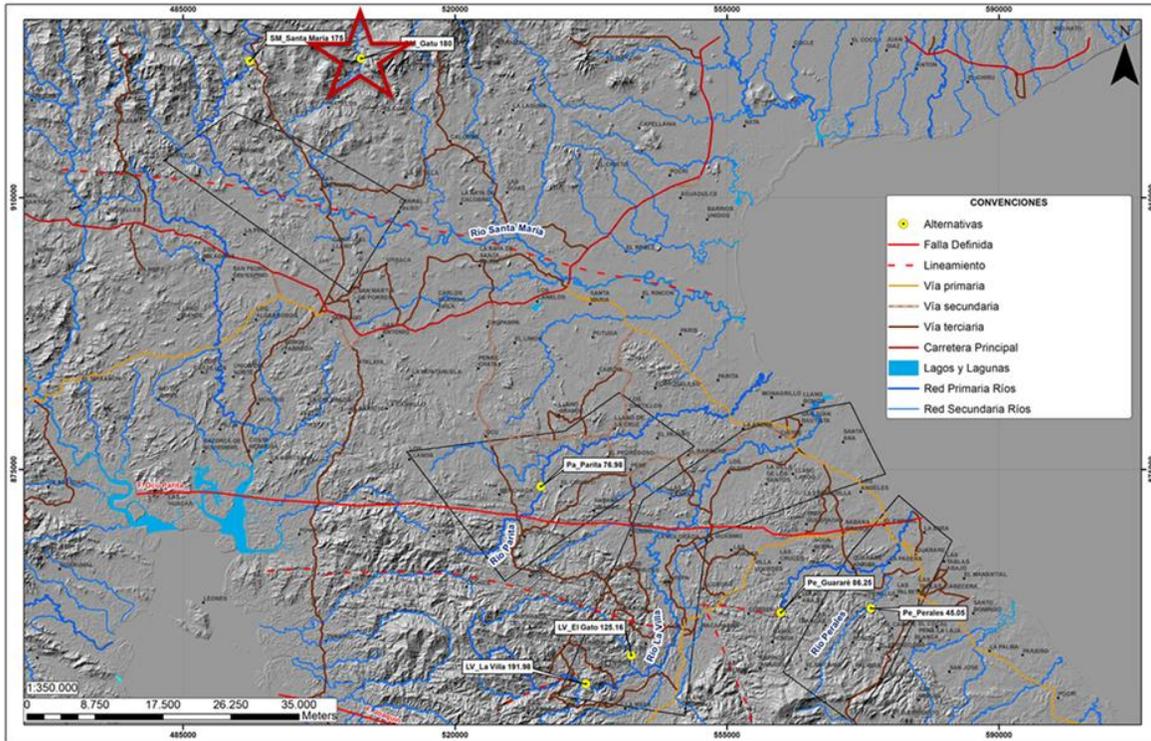


Figura 3. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa Gatú.

- Falla Ocú-Parita: Falla inversa con componente sinistral y plano probablemente subvertical, pone en contacto rocas cretácicas de la Formación Ocú al norte con rocas paleógenas de la Formación Macaracas al sur (Kolarsky, Mann, Monechi, Meyerhoff, & Pessagno Jr, 1995). En la actualidad no se presentan evidencias claras tales como rasgos morfológicos o sísmicos, de actividad reciente.
- Falla de Joaquín: Representa una zona de falla subvertical, que pone en contacto rocas volcánicas de la Formación Playa Venado de edad Cretácico superior-Eoceno con rocas del Plateau Azuero de edad Cretácico inferior.
- Adicionalmente a las fallas identificadas, las cuales son referenciadas en los modelos geológicos y tectónicos de la península de Azuero, se tiene el lineamiento del río Santa María. Este se define principalmente por el control de más de 50 km del río Santa María y al occidente de la cuenca superior de este drenaje, por cambios de relieve dados evidenciados en los cambios altitudinales de las cuchillas o divisorias de aguas. Este lineamiento con una dirección WNW-ESE es paralelo a las fallas Ocú-Parita y Joaquín.

2.2. Geología local zona de presa

El río Santa María el cual fluye en dirección SE, litológicamente atraviesa rocas volcánicas de la Formación Tucú (TM-CATu) materiales sobre los cuales se desarrollan geomorfológicamente colinas, lomas y montañas.

Esta unidad geológica es la más joven de la península de Azuero, por debajo de los depósitos cuaternarios la cual es descrita a continuación:

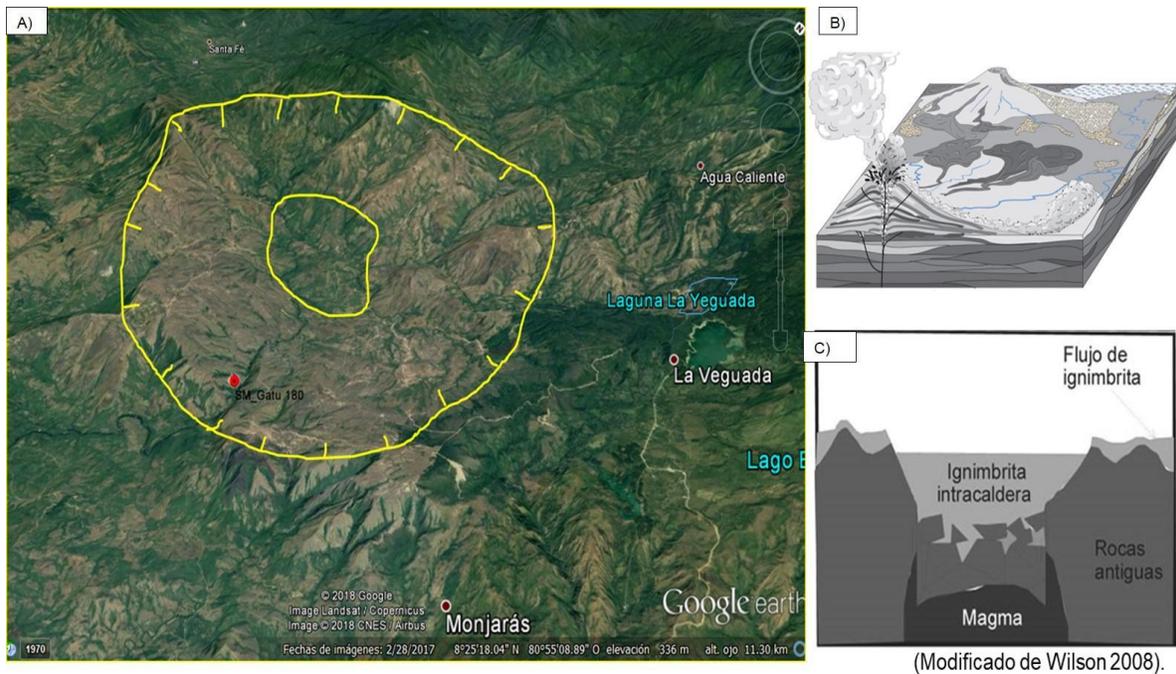
- Formación Tucú (TM-CATu): Consiste en rocas volcánicas como lavas de composición andesítica-basáltica, además de tobas de edad Mioceno.

Geomorfológicamente, la zona de presa Gatú está caracterizada por la presencia en la margen izquierda y derecha de rocas volcanoclásticas (ignimbritas) de composición dacita – andesita (pendientes $<20^\circ$), sobre las cuales descansan depósitos coluviales de poco espesor sobre laderas de alta pendientes, (Figura 4).



Figura 4. Geomorfología del sitio de presa (Gatú), Google Earth. (s.f.).

Esta geomorfología corresponde a la parte SE de un estrato-volcán colapsado (ver Figura 5) en la cual las secuencias de ignimbritas buzan preferencialmente al NE hacia el centro del cráter.



Estrato-volcán colapsado

Figura 5. A) Geomorfología asociada a un estrato volcán colapsado, B) Modelo de formación de secuencias volcanoclásticas en un ambiente volcánico, C) Secuencias de ignimbritas en un estrato volcán colapsado.

Los depósitos de ignimbritas corresponden a flujos piroclásticos densos con un alto contenido en fragmentos magmáticos juveniles que se emplazan a temperatura elevada. Las ignimbritas se generan por colapsos de las columnas eruptivas en las erupciones plinianas y en el de domos y coladas lávicas de viscosidad elevada. En las ignimbritas se desarrollan flujos laminares (unidad de mayor densidad) y flujos turbulentos en los niveles superiores (nube acompañante) que determinan diferentes unidades en el depósito según se observa en la Figura 6.

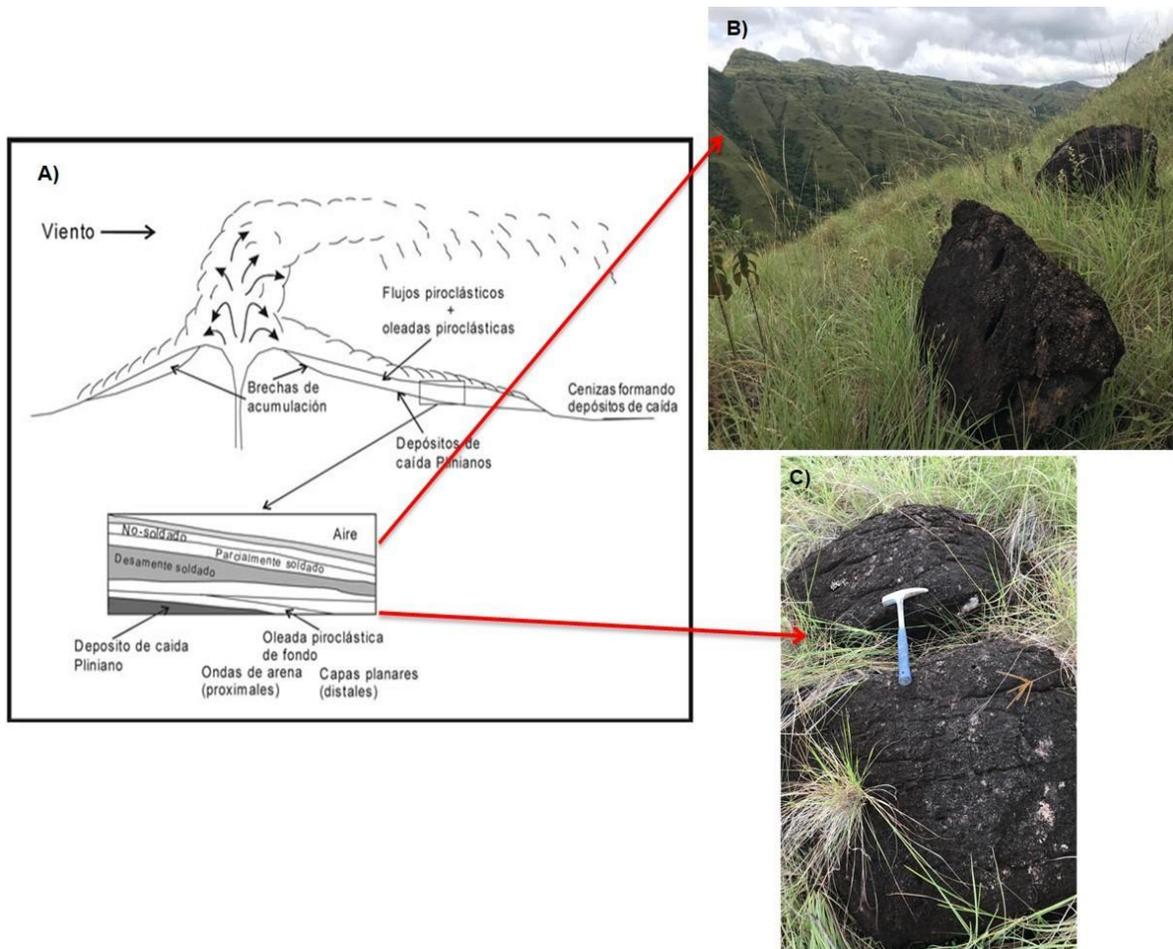


Figura 6. A) Esquema de generación de depósitos de ignimbrita en un estrato-volcán, B) superficies de depositación con rumbo hacia el NE de los depósitos volcanoclásticos (ignimbritas), C) Texturas de flujo en afloramientos de ignimbrita de composición dacítica - andesítica.

En la margen izquierda y derecha del río en el sitio de presa yacen discordantemente sobre las rocas volcanoclásticas (ignimbritas dacita-andesita) depósitos coluviales con espesores de máximo 3 m de profundidad, (ver Figura 7 y Figura 8).

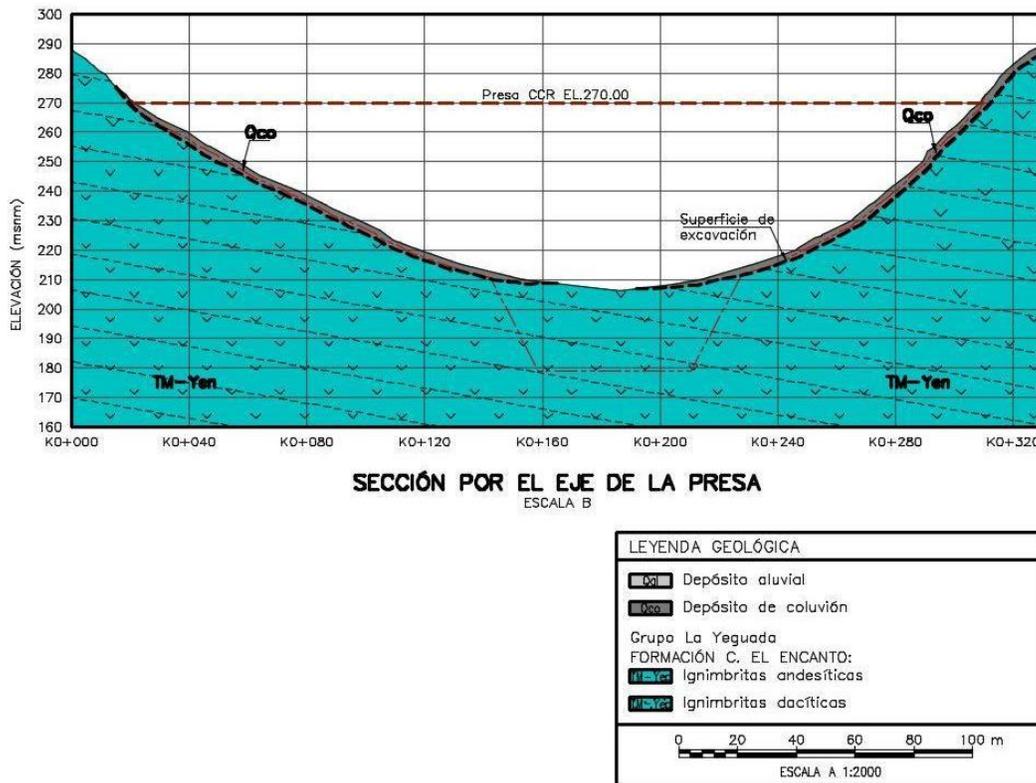


Figura 7. Sección geológica sitio de presa Gatú.



- Eje de presa
- Túnel de desvío
- Dirección de flujo río Gatú

Figura 8. Cauce del río Gatú en el sitio de presa con la localización de las obras asociadas.

3. REVISIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

Como parte del presente estudio se desarrollaron análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica con los cuales se definen las solicitaciones sísmicas para los diferentes componentes de los proyectos de análisis. Bajo la premisa que los elementos cuya falla pueden causar consecuencias catastróficas (como por ejemplo la presa y el vertedero) deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que conforman el proyecto, se definen dos tipos de obras o elementos siguiendo las recomendaciones y lineamientos del International Commission Of Large Dams -ICOLD- (2010), para proyectos que involucran presas de gran altura y los requerimientos y lineamientos del Reglamento Estructural de Panamá [REP-14, JTIA, 2015] para el diseño de la infraestructura en el país (Panamá). Se definen dos grupos de estructuras que conforman los esquemas del proyecto (Grupo A y Grupo B).

El primer grupo (Grupo A) corresponde a las obras principales de los proyectos cuya falla pudiese generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua con capacidad de afectar a la población y la infraestructura que se encuentra aguas abajo del sitio de presa. Entre estas obras se encuentran la presa y sus obras de control de excesos (vertedero) las cuales serán diseñadas siguiendo las recomendaciones de ICOLD (2010) y los lineamientos del numeral 4.2.1.3 – Seguridad Sísmica, del Manual de seguridad de presas de ASEP (2010).

La evaluación de las solicitaciones sísmicas para el segundo grupo de obras (Grupo B) ha sido desarrollada siguiendo los lineamientos y requerimientos del REP-2014 los valores de aceleración del terreno (PGA) y aceleraciones espectrales (S_a) encontrados en los PSHA desarrollados como parte del presente estudio fueron comparados con los valores propuestos en la Tabla 5.12 – Aceleraciones S_s y S_1 y Mapas de aceleración presentados en la REP-2014.

La zona de estudio (Cuenca Santa María) es caracterizada por corresponder a una zona de amenaza sísmica intermedia con valores de aceleración espectral para periodo corto (0.20 segundos) entre 0.58 g y 0.62 g para un periodo de retorno de 2500 años según la REP-2014. Los valores de aceleración espectral intermedios se deben a que la fuente sismogénica regional más importante (Falla Azuero-Soná) está a una distancia considerable del sitio de estudio.

Para el sitio de estudio localizadas en la cuenca Santa María la fuente sismogénica asociada al Cinturón deformado del norte de Panamá tiene una influencia importante en el resultado de los análisis de amenaza sísmica. Con base en los análisis probabilísticos y determinísticos desarrollados se determinó una aceleración del terreno (PGA por sus siglas en inglés) de 0.26 g para el sitio de análisis y aceleraciones espectrales de 0.65 g y 0.20 g para periodos estructurales de 0.20 y 1.00 segundos respectivamente. Con estos valores se define el espectro de diseño de las obras del Grupo A para el escenario SEE. Los valores mencionados anteriormente son consecuentes con la calificación del sitio de estudio como una zona de amenaza sísmica intermedia.

El escenario del sismo de operación es definido con una aceleración del terreno de $PGA=0.13$ g. Estos valores son utilizados como insumo para el desarrollo de los análisis de estabilidad de las obras principales del proyecto.

4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA

4.1. GENERALIDADES

Como parte del proyecto Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers, se ha considerado la construcción de una presa de gravedad tipo CCR (Concreto Compactado con Rodillo) la cual dará lugar al embalse multipropósito identificado como Santa María Gatú.

A continuación, se presentan los estudios geotécnicos a nivel de prefactibilidad en la cuenca del río Santa María. Es preciso aclarar que a la fecha de presentación de este informe, no se cuenta con información de la exploración geotécnica de la cuenca Santa María ni ensayos in situ ni de laboratorio. Lo anterior teniendo en cuenta que no fue posible el ingreso a predios por la situación social de la zona, lo cual impidió que INGETEC ejecutara la actividad. Por lo tanto, la estimación de las propiedades geotécnicas del subsuelo se realizó a partir de la experiencia del consultor en macizos rocosos similares.

4.2. DESCRIPCIÓN DE OBRAS SUPERFICIALES

Para la regulación de caudales en la cuenca se planteó una presa de CCR de 91.5 m de altura con la cresta en la cota 270,5 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 299.5 m de longitud y 6.0 m de ancho. La presa estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m sobre los estribos, requiriéndose un total de excavación del orden de 250 mil m³.

Adicionalmente se consideró para el sistema de desvío, la construcción de una ataguía de 27 m de altura y una contra ataguía aguas abajo de 6 m de altura. La ataguía será de tipo térrea con cresta en la cota 214.2 msnm, talud aguas arriba y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 130 m y ancho de 6 m. Asimismo, la contra-ataguía de tipo térrea tendrá la cresta en la cota 190.8 msnm, talud aguas y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 35 m y ancho de 6 m.

En la Figura 9 se presenta la localización del sitio de presa, ataguía y contra-ataguía.

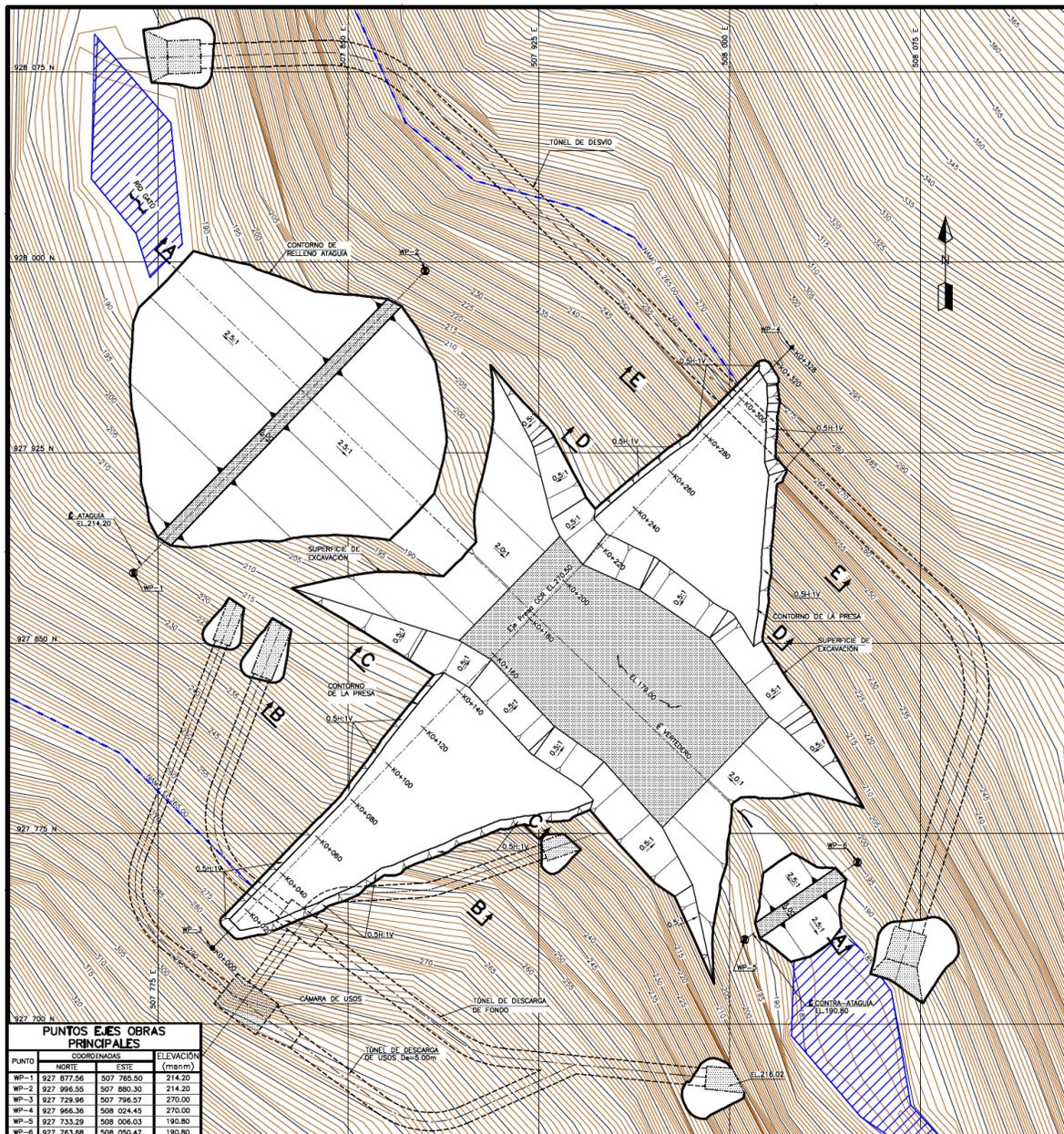


Figura 9. Sitio de Presa CCR Santa María Gatú 180

4.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Con base en la información geológica se procedió a adelantar una caracterización geotécnica de la formación rocosa presente en el sitio de presa (véase Tabla 1) la cual corresponde con la Formación La Yeguada conformada por ignimbritas dacíticas y andesíticas. La determinación de parámetros de resistencia se desarrolló implementando el modelo de Hoek y Brown (2002) con el cual se estimó un valor de ángulo de fricción (ϕ') y cohesión correspondiente (c').

Para esta estimación se consideró un valor de resistencia confinada a compresión de la roca intacta entre los 60 MPa y los 90 MPa para rocas clasificadas como ignimbritas andesíticas e ignimbritas dacíticas, respectivamente. El valor de m_i se estimó con base en el tipo de roca utilizando el valor promedio para este tipo de rocas de acuerdo con el listado de referencia en el programa Roclab® de Rocscience (rango de m_i entre 22 y 24). Se realizó una sensibilidad en función del

grado de fracturamiento de la roca (representado en el factor GSI, el cual se analizó para valores de 30, 50 y 70 para representar una condición de fracturamiento alto, medio y bajo, respectivamente) y el nivel de confinamiento de análisis (el cual se analizó teniendo en cuenta una altura de presa entre 50 y 90 m).

Considerando lo anterior, se estimó como un escenario conservador un ángulo de fricción de $51^\circ \pm 6^\circ$ y una cohesión entre 460 a 560 kPa. Para los análisis de estabilidad estructural se recomienda el uso del menor valor de cohesión, es decir 460 kPa.

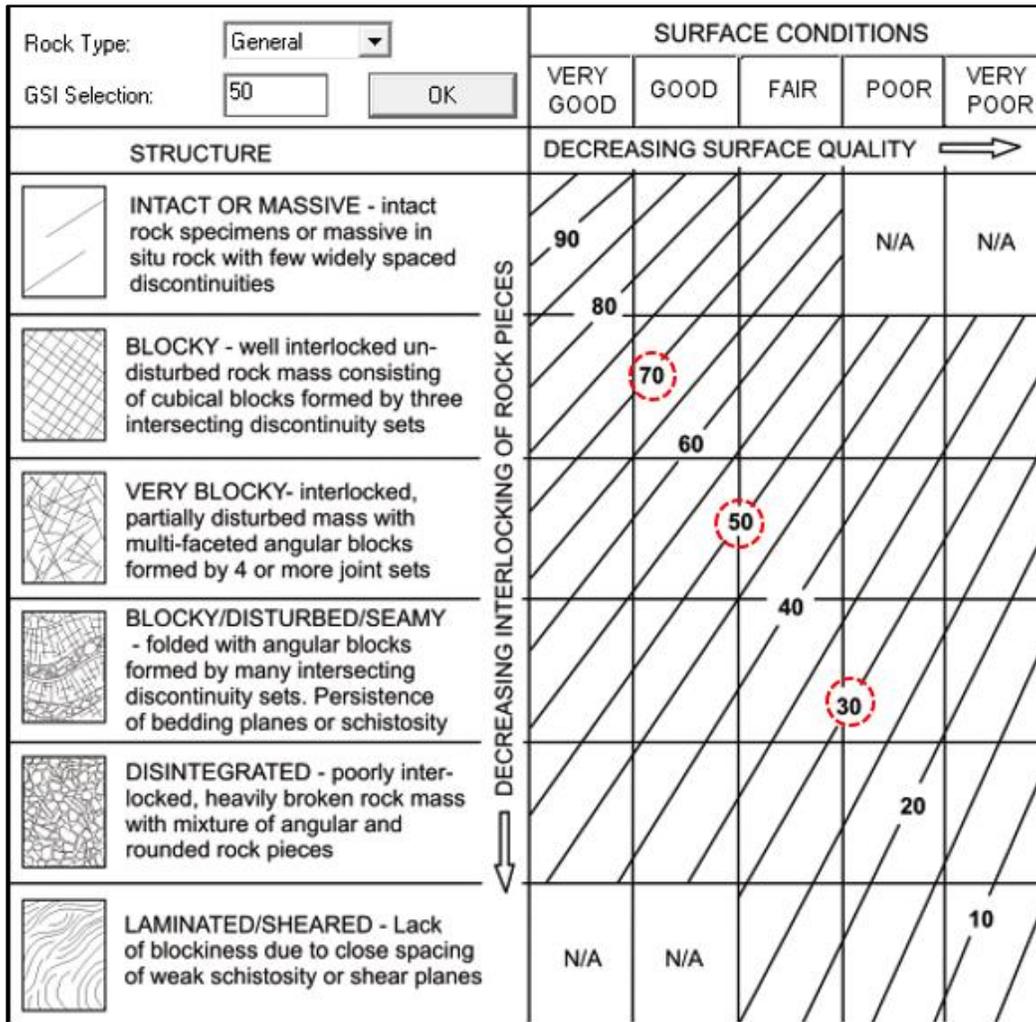


Figura 10. Clasificación del macizo rocoso para obras superficiales (cimentación Presa CCR) GSI. Santa María Gatú.

Tabla 1. Caracterización geológica y estimación de parámetros de resistencia para formaciones rocosas. Santa María Gatú.

Ubicación	Tipo de roca	Condiciones de la roca	σ_c (MPa)	GSI	mi	H (m)	c' (MPa)	φ' (°)
Margen izquierdo y derecho a partir de los 10-15 m de elevación con respecto al lecho del río.	Ignimbrita Andesítica (Roca Ígnea Volcánica). Estrato superior de Ignimbrita generado por el flujo de un volcán colapsado.	Ignimbrita andesítica: Roca con perfiles de meteorización con rellenos de arcillas y limos. Presenta superficies erosionables y en algunos casos fisuras debido a la oxidación y alteración de roca probablemente causada por el agua.	60	70	22	90	1.15	56
			60	50	22	90	0.61	48
			60	30	22	90	0.36	38
			60	70	22	70	1.09	56
			60	50	22	70	0.56	49
			60	30	22	70	0.33	39
			60	70	22	50	0.96	58
			60	50	22	50	0.46	51
Lecho del río y ambas orillas hasta los 10 -15 m de elevación.	Ignimbrita Dacítica (Roca Ígnea Volcánica). Estrato inferior de ignimbrita generado por el flujo de un volcán colapsado	Ignimbrita dacítica: Roca en buen estado con superficies rugosas, presenta manchas de oxidación y algunas fisuras. Roca poco meteorizada.	90	70	24	90	1.489	58
			90	50	24	90	0.72	51
			90	30	24	90	0.42	41
			90	70	24	70	1.40	59
			90	50	24	70	0.67	53
			90	30	24	70	0.39	43
			90	70	24	50	1.27	61
			90	50	24	50	0.56	55
90	30	24	50	0.31	45			

Tabla 2. Estimación de propiedades de resistencia para los sitios de análisis.

Cuenca	Proyecto	Altura máxima Hmax (m)	Longitud cresta L (m)	Área (m ²)	Hmax/L	A/L (m)	Tipo de Roca	c' (kPa)	φ' (°)
Santa María	Gatú	90	287	11672	0.31	41	Ignimbrita Andesítica o Dacítica.	460	51

La definición de las propiedades de fundación es presentada en el numeral 4.4.2. Se considera importante anotar que teniendo en cuenta la incertidumbre que existe referente a las propiedades de la roca intacta y el grado de meteorización de la roca se desarrollaron análisis de sensibilidad de estabilidad de la sección crítica de la presa que en conjunto con la sensibilidad de los parámetros de resistencia (φ' y c') presentados en la Tabla 1 permitieron definir los parámetros de resistencia con los cuales se desarrollaron las evaluaciones de estabilidad estructural presentados en este estudio.

4.4. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA

Con base en el modelo geológico geotécnico a continuación se presentan los aspectos geotécnicos que determinan la configuración de la presa CCR .

4.4.1. Nivel de Fundación

Para la definición del nivel de fundación, se tuvo en cuenta criterios asociados al módulo de deformación requerido en la fundación de presas de CCR, entre ellos:

- El valor del módulo del macizo rocoso debe ser igual o mayor a una cuarta parte del módulo del concreto, con lo cual un valor aceptable para el módulo de deformación de la roca de fundación estaría alrededor de 5.0 GPa;
- La presa deberá cimentarse en un material con velocidades de ondas compresivas (ondas P) mayores a 3,000 m/s;
- La fundación de la presa debe ser en roca que no pueda ser escarificada por un tractor D9;
- El nivel de fundación debe estar dentro del Nivel IIB del perfil de meteorización de Deere & Patton (1971).

De acuerdo con lo anterior, la presa CCR estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos. Se estima que a este nivel se alcanzará las rocas volcánicas (ignimbritas dacita-andesita) de la Formación La Yeguada, de forma que la totalidad de la presa quede fundada removiendo por completo los depósitos aluviales y coluviales y satisfagan los criterios anteriormente enunciados.

Adicionalmente, teniendo en cuenta el módulo de deformación de manera tal que las deformaciones inducidas sean compatibles con las características de deformabilidad de la presa, se estima que para el nivel de fundación planteado se alcanzará un valor de módulo de 5 GPa o mayor para un macizo rocoso. Asimismo se estima que la relación entre el módulo de deformación del macizo rocoso y el módulo del concreto sea tal que no se presenten asentamientos diferenciales que puedan ser significativos para los esfuerzos generados en la presa.

4.4.2. Verificación de la estabilidad de la presa

Basado en las consideraciones anteriores del nivel de fundación y parámetros de resistencia al corte estimados del macizo rocoso, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad de la estabilidad de la presa de Santa María. El análisis realizado se basó en la geometría de la presa planteada en el actual diseño conceptual y que se resume a continuación:

- Altura total de la presa (H) = 91 m
- Cota de fundación 171.00 msnm.
- Cota de cresta: 279.50 msnm.
- Talud aguas abajo 1H: 1V
- Talud aguas arriba: Vertical desde la fundación y hasta la EL. 189.00 msnm, luego 0.25H:1.00V y hasta la cota 233,20 msnm y vertical desde la EL. 233,20 msnm y hasta la cresta.

Según lo explicado anteriormente y teniendo en cuenta que no se dispone de exploraciones geotécnicas ni ensayos in situ ni de laboratorio para estimar la resistencia al corte del macizo rocoso de fundación, se realizó un análisis de sensibilidad que permitiera establecer las fronteras de parámetros geotécnicos con los cuales se obtuvieron factores de seguridad recomendados por las normas adoptadas para el diseño (USACE- EM-1110-2-2200). Como punto de partida los parámetros con los que se hizo la evaluación fue la siguiente:

Cohesión (c) = 460 kPa.

Ángulo de fricción (ϕ) = 51°.

Aceleración sísmica (Ah) = 0,26 g.

Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

- Manteniendo fija una cohesión de 460 kPa y variando el ángulo de fricción del macizo, la geometría planteada actualmente permite cumplir con los factores de seguridad mínimos para cada condición de carga (usual, inusual y extremas) con un ángulo de fricción mínimo de 30 grados.

- Manteniendo fijo un ángulo de fricción de 51° y variando la cohesión del macizo, la geometría planteada actualmente permite cumplir con los factores de seguridad mínimos para cada condición de carga (usual, inusual y extremas) hasta con una cohesión de cero.

Con base en el análisis de sensibilidad de los parámetros geotécnicos establecidos y presentados en la Tabla 1, basada en información que no consideró las exploraciones geotécnicas ni ensayos, que incorpora por ende un grado de incertidumbre elevado en la información, para las estructuras del proyecto se adoptaron los siguientes parámetros:

Cohesión (c) = 460 kPa.

Ángulo de fricción (ϕ) = 45°

En estos parámetros se reduce el ángulo de fricción promedio estimado para la roca en la variabilidad encontrada en los análisis de sensibilidad presentados en la Tabla 1, lo cual se considera procedente teniendo en cuenta la ausencia de información primaria de resistencia de los materiales de fundación.

4.4.3. Tratamiento de la fundación

El tratamiento de la fundación comprende la adecuación de la superficie de fundación de la presa y el tratamiento profundo del macizo rocoso con inyecciones y drenajes. La cortina de inyecciones genera un plano continuo en profundidad que intercepta los sistemas de diaclasas principales, las zonas de alta permeabilidad y las zonas de mayor concentración de esfuerzos, para controlar las filtraciones de agua del embalse a través de la fundación y estribos de las obras principales del proyecto.

Como tratamiento de la fundación se consideró la ejecución de inyecciones de consolidación de 10 m de longitud espaciadas cada 6 m en tresbolillo distribuidas en el área de fundación. Cuando las tomas primarias indiquen que es necesario inyecciones de consolidación secundarias, éstas se realizarán en tresbolillo entre las primarias y las terciarias en tresbolillo con las secundarias y así sucesivamente.

Además se deberá realizar un tratamiento profundo de la fundación, el cual consistirá en la construcción de una cortina de inyecciones de lechada, compuesta en la zona de la fundación del cuerpo de la presa por una fila central de inyecciones, con una longitud entre 30 y 45 m de profundidad, es decir entre H/2 y H/3 la altura de presa, a esta profundidad se estima que la permeabilidad del macizo rocoso alcance un valor 5 U.L. o menos. Estas inyecciones se podrán realizar desde la superficie orientadas de forma tal que se intercepte el mayor número de discontinuidades. Se estima que se ejecuten perpendiculares a la superficie.

Las perforaciones para las inyecciones se realizarán en tres secuencias (primarias, secundarias y terciarias), que dependerán de los resultados de los ensayos Lugeon que se realizarán durante la construcción de la cortina y de la cantidad de sacos (toma) de cemento que se consuman durante el avance de los trabajos. Las perforaciones primarias estarán espaciadas 6.0 m entre sí, las perforaciones secundarias se colocarán en medio de las anteriores y tendrán un espaciamiento de 6.0 m, las perforaciones terciarias se colocarán en medio de una primaria y una secundaria y finalmente las cuaternarias se colocarán entre una secundaria y una terciaria. El anterior procedimiento de inyección se denomina inyección de espaciamiento dividido, en el cual se inicia la perforación obligada de los huecos primarios, inyectando inicialmente las filas laterales de consolidación en tramos predeterminados y luego la cortina central. Los trabajos de perforación de algunos de los huecos primarios deberán adoptarse como huecos exploratorios con objeto de ajustar los trabajos de inyección a las condiciones de la roca realmente encontradas. Todos los huecos primarios tanto de la fila central como de las filas laterales deberán ser perforados. Los huecos secundarios y terciarios serán opcionales y su ejecución dependerá de las tomas de la lechada registradas en los huecos primarios y secundarios respectivamente.

Posterior a la excavación y antes de la colocación del CCR, el tratamiento de la fundación podrá complementarse con tratamiento de mejoramiento con concreto dental en función las condiciones de la superficie de roca y/o características desfavorables a la estabilidad, tales como grietas abiertas, rellenos en arcilla blanda, zonas de roca cizallada o muy fracturada, y cualquier otra que pueda afectar la resistencia y deformación del macizo.

4.4.4. Protección taludes de excavación

En general, los taludes conformados en roca muy fracturada y/o meteorizada deben protegerse con concreto lanzado y malla metálica para evitar la erosión superficial y el deterioro de su superficie debido al medio ambiente y las lluvias. La protección con concreto lanzado debe tener un espesor máximo de 0.10 m. Pueden requerirse pernos ocasionales en este tipo de soporte para el sostenimiento de la malla metálica. El concreto lanzado debe ir acompañado de lagrimales de 50 cm de profundidad espaciados cada 2 m en ambas direcciones con el fin de evitar sobre presiones en el concreto.

Con el propósito de mitigar caídas de bloques y desprendimientos de rocas se considera la implementación de pernos o varillas corrugadas de acero colocadas dentro de una perforación inyectada de mortero de cemento con longitud de 9 m espaciadas cada 6 m. Adicionalmente con el propósito de disminuir presiones de agua se considera la implementación de drenajes profundos, este tipo de drenaje permitirá que la superficie de nivel freática abatida por la acción de los subdrenes no intercepte la cuña o superficie de falla potencial. Las perforaciones de los huecos de subdrenaje tendrán una longitud de 12 m separados cada 5 m deben realizarse con inclinaciones de 10 grados hacia arriba para que a medida que avanza la perforación se compense el efecto del peso de la tubería.

En los taludes localizados por encima de la cresta de la presa se considera la implementación de revegetalización de la superficie de los taludes excavados en suelo con el fin de mitigar la infiltración del agua o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión.

4.5. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA

4.5.1. Excavaciones en corte abierto

Para el cálculo del volumen de excavación de la fundación se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de excavación se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de corte entre las superficies. Adicionalmente se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen excavación de fundación - Reporte Autodesk Civil 3D 248,120 m³
- Volumen excavación de fundación - Método de las tajadas 247,686 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 0.2%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El área de desmonte y limpieza se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas usadas para la estimación de volumen. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de chaflán de excavación de fundación - Reporte Autodesk Civil 3D 26,474 m²

4.5.2. Relleno ataguía y contra-ataguía

Para el cálculo del volumen de relleno se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de relleno se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de relleno entre las superficies. Adicionalmente se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 133,137 m³
- Volumen relleno ataguía - Método de las tajadas 133,244 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 0.1%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

- Volumen relleno contra-atagüa - Reporte Autodesk Civil 3D 3,264 m³
- Volumen relleno contra-atagüa - Método de las tajadas 3,106 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 4.8%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El área de desmonte y limpieza se estimó a partir del chaflán de relleno obtenido de las entidades geométricas usadas para la estimación de volumen. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de chaflán de relleno atagüa - Reporte Autodesk Civil 3D 11,664 m²
- Área de chaflán de relleno contra-atagüa - Reporte Autodesk Civil 3D 1,093 m²

4.5.3. Tratamiento para la fundación

El tratamiento de la fundación consiste en regularizar la zona de huella de la presa después de terminar la excavación mediante la colocación de concreto dental con un espesor estimado de 1 m en el 25 % de la huella o la excavación de protuberancias de roca o salientes. El tratamiento involucra la limpieza y el tratamiento minucioso de las discontinuidades y fracturas de la roca de fundación incluyendo su limpieza y relleno con mortero, se estima un espesor de sello de 5 cm. El área de tratamiento se mide en planta. Esta área se calculó mediante el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de huella de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 17,563 m²
- Mortero de sello de fundación 878 m³
- Concreto dental 4,391 m³

4.5.4. Inyecciones y drenajes

4.5.4.1. Inyecciones de consolidación

Las inyecciones de consolidación - *blanket* - se proyectan en la zona de la huella de la presa, en esta zona se realizarán inyecciones primarias de 10 m de longitud espaciadas cada 6 m. Se estima que se implementarán inyecciones de consolidación secundarias en el 100% del área, terciarias en el 50% del área y cuaternarias en el 25% del área. Las anteriores, se realizarán en tresbolillo entre las primarias y las terciarias en tresbolillo con las secundarias y así sucesivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de huella de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 17,563 m²
- Longitud de inyecciones de consolidación 19,514 m

4.5.4.2. Inyecciones profundas

Las inyecciones profundas se proyectan en el borde aguas arriba de la presa. En esta zona se realizarán inyecciones primarias entre 30 y 45 m separadas cada 6 m. Las inyecciones primarias deben realizarse en su totalidad, mientras que las secundarias y terciarias se realizan dependiendo de los ensayos de permeabilidad de chequeo que se realizan conforme avancen los trabajos de inyección.

Se estima que las inyecciones secundarias y terciarias corresponden con el 100% y el 50% de las inyecciones primarias, respectivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Cortina de inyecciones profundas 7,180 m

4.5.4.3. Cortina de drenaje desde las galerías

La cortina de drenaje desde galerías se proyecta desde la totalidad de las galerías localizadas el cuerpo de la presa como huecos ascendentes o descendentes con longitudes entre 8 y 66 m separadas cada 6 m. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Cortina de drenaje desde galerías (huecos descendentes) 3,071 m
- Cortina de drenaje desde galerías (huecos ascendentes) 1,471 m

4.5.5. Soporte y protección de taludes de excavación

4.5.5.1. Empradización

La protección vegetación se colocará en los taludes de corte cuya superficie expuesta corresponde a suelo residual. Se estima que los taludes de excavación por encima de la cresta de la presa tendrán esta condición. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de taludes de excavación por encima de la cresta de la presas 340 m²

4.5.5.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada

Los taludes de corte en roca (fracturada, medianamente o poco meteorizada) se protegerán con concreto lanzado de 10 cm de espesor y malla electrosoldada con el fin de evitar su deterioro y alteración ante agentes externos y que puedan ocasionar el desprendimiento de pequeños bloques. El volumen total de concreto lanzado corresponde al área de los taludes protegidos con este sistema por el espesor de la capa de concreto (espesor = 10 cm). El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de taludes malla electrosoldada 7311 m²
- Volumen concreto lanzado 731 m³

4.5.5.3. Drenajes cortos - lagrimales

Los taludes con protección de concreto lanzado estarán provistos de lagrimales cortos de 50 cm de profundidad, espaciados cada 2 m. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud drenes cortos- lagrimales 1828 m³

4.5.5.4. Drenajes profundos

En todos los taludes protegidos con concreto lanzado deberán perforarse huecos de drenaje profundo. Dichos drenes serán de 12 m de profundidad y serán colocados con un espaciamiento de 5 m entre cada hueco. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud drenes profundos 3,509 m³

4.5.5.5. Pernos Tipo A1

Los taludes de corte en roca fracturada, medianamente o poco meteorizada que sean susceptibles a desprendimientos o formación de cuñas potencialmente inestables se protegerán con concreto lanzado, malla electrosoldada y pernos Tipo A1 (diámetro = 1 pulgada). La cantidad de pernos se calculó dividiendo el área de los taludes protegidos con este sistema, por el área aferente de cada perno de protección, se estimó un espaciamiento de 6 m. La longitud total de pernos corresponde al número de pernos recomendado, multiplicado por la longitud de cada perno, estimada en 9 m. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Pernos de anclaje diámetro 25 mm (1") 1,635 m³

5. OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.1. GENERALIDADES

En la siguiente sección, se presenta el diseño a nivel conceptual de las obras subterráneas, el cual está conformado por las siguientes partes:

- Se presenta una descripción de las obras subterráneas; diámetros, longitudes, coberturas entre otros aspectos.
- A partir de los aspectos geológicos relacionados con el proyecto como estratigrafía, geomorfología, estructuras geológicas, información de campo e información de referencia se realiza la caracterización geotécnica de la roca y del macizo rocoso para las obras subterráneas.
- Se analizan varios aspectos geotécnicos de las obras subterráneas, como mecanismos de falla, se establecen secuencias de excavación y tipos de soporte y se estima la distribución de los tipos de terreno. También, se analiza el uso del revestimiento en los túneles, se estiman infiltraciones durante excavación y se hace un dimensionamiento de tapones.
- Se presenta un estimativo de rendimientos y tiempos de construcción, considerando el método de perforación y voladura.
- Se presenta el cálculo de Cantidades de obra de las obras subterráneas.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

El desarrollo multipropósito Santa María Gatú, está conformado por una presa de gravedad en CCR (concreto compactado con rodillo) de 91 m de Altura, un túnel de desviación localizado en la margen izquierda del río Gatú de 514,5 m de longitud, previsto con una sección en herradura con paredes rectas (HPR) con sección de excavación de 9.7 m de diámetro, comprendido entre las cotas de solera 179.55 msnm y 178.42 msnm.

Por la margen derecha de la ladera se ha previsto ubicar el sistema de descarga de fondo del proyecto, el cual estará conformado por un túnel que trabajará inicialmente a presión, una cámara de compuertas y un túnel que trabajará a flujo libre, el cual entregará el caudal al río Gatú. El túnel a presión tendrá un diámetro de excavación con una sección en herradura paredes rectas (HPR) de 6.50 m de diámetro y el túnel a flujo libre con una sección HPR será de 7.10 m de diámetro. El túnel de descarga de fondo estará localizado entre las elevaciones 217.65 msnm y 215.60 msnm. El sistema de descarga de fondo incluyendo la Cámara de Compuertas tendrá una longitud de 291.8 m.

También, por la margen derecha de la ladera se localizará el sistema de descarga de usos que discurrirá paralelo al túnel de descarga de fondo hasta intersectarlo con el tramo de túnel a flujo libre. El túnel de descarga de usos inicia con un tramo a presión con sección de excavación en HPR de 3.7 m de diámetro el cual se conecta a una cámara de válvulas. Después de la cámara, el túnel continúa a flujo libre con una sección HPR de 7.10 m. El túnel de usos, estará localizado entre las elevaciones 217.65 msnm y 216.01 msnm, en la intersección con el túnel de descarga de fondo. El sistema de descarga de usos incluyendo la Cámara de válvulas tendrá una longitud de 309,6 m.

En la Figura 11, se aprecia una planta de localización del proyecto multipropósito Santa María Gatú, incluyendo las obras subterráneas como son el túnel de desvío por la margen izquierda y los túneles de uso para los distritos de riego y descarga de fondo en la margen derecha.

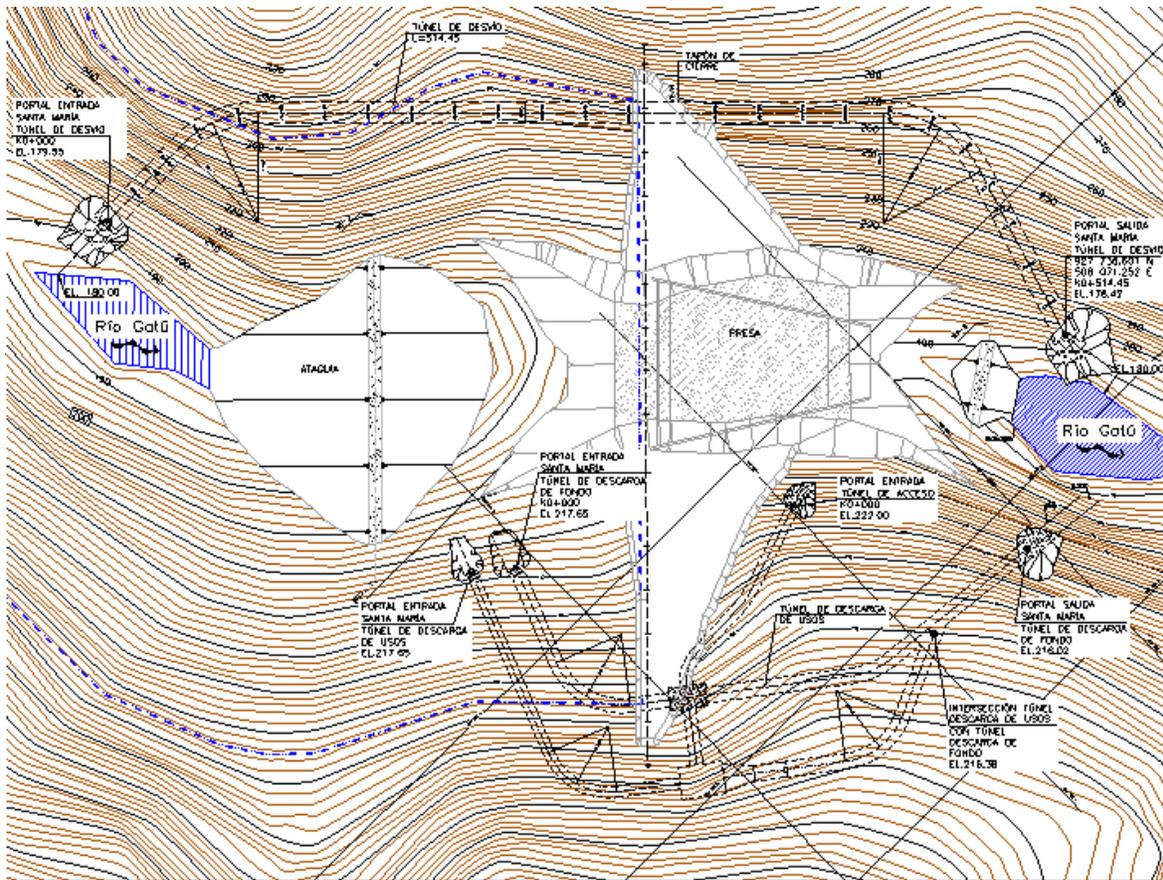


Figura 11. Planta de localización del proyecto Santa María Gatú.

5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

5.3.1. Investigaciones geotécnicas

Como se ha explicado anteriormente a lo largo del presente documento, por imposibilidad de acceso a la zona de presa de este proyecto, no se realizaron investigaciones geotécnicas. Por lo tanto, al igual que se hizo con las obras superficiales para la cimentación de la presa de CCR, la información geotécnica para el diseño de las obras subterráneas se tomó de literatura y de información de ensayos en rocas similares en diferentes proyectos.

5.3.2. Propiedades de la roca intacta

Con base en la información geológica de campo e información de referencia, se estimaron las propiedades geomecánicas de las ignimbritas compuestas por dacitas y andesitas.

De acuerdo con la información de referencia revisada (Moon 1993, GETCAN 011 y Montiel 2012), los rangos de variación de los parámetros geotécnicos de las ignimbritas dependiendo de su litología y nivel de alteración se relacionan en la Tabla 3.

Tabla 3. Parámetros geotécnicos de referencia de las Ignimbritas.

Parámetro	Unidad	Rangos de las propiedades geomecánicas		
		Ref. (1)	Ref. (2)	Ref. (3)
Peso unitario	kN/m ³	19 a 24	16 a 21	21 a 22
Porosidad	%	18 a 51	-	-
Resistencia a la compresión simple	MPa	0.23 a 54	16 a 48	7.5 a 59
Tracción indirecta (brasileiro)	MPa	0.12 a 7.1	22 a 33	3.9 a 7.2
Cohesión	MPa	0.1 a 9.0	-	2.7 a 4.4
Ángulo de fricción interna	°	27 a 38	-	29 a 47
Módulo de Young	GPa		8 a 50	2.6 a 17.8
Permeabilidad	m/s	-	-	2.5E-6 a 3.6E-7
Índice de durabilidad Slake (Id2)	%	30 a 99	-	-

(1) Moon, 1993 (2) GETCAN 011, (3) Montiel 2012.

Existen dos categorías amplias de rocas volcánicas compuestas por ignimbritas: ignimbritas duraderas con $Id2 \geq 90\%$ (índice de durabilidad Slake) e ignimbritas no duraderas con $Id2 \leq 30\%$. Las ignimbritas duraderas se comportan como rocas de baja resistencia. Las ignimbritas no duraderas son las más débiles y usualmente se clasifican como rocas blandas. Todas las rocas de ignimbritas suelen sufrir una deformación plástica importante antes de fallar.

También, como referencia, específicamente en el área del Istmo de Panamá, se tienen valores de referencia de las rocas de la Formación El Valle, compuesta por; intrusiones andesíticas, basálticas y dacíticas con flujos ignimbriticos y tobas finas, identificadas en los diseños del Proyecto Hidroeléctrico Río Indio elaborado por INGETEC S.A. (2019). Para esta formación se establecieron valores promedio de resistencia a la compresión inconfiada del orden de 20 MPa, módulo de Young promedio del orden de 6,0 GPa y peso unitario de 23 kN/m³. También se tuvieron valores de índice Id2 Slake del orden de 75%, considerado como un valor alto de durabilidad.

Según la información de referencia analizada y considerando la composición andesítica y dacítica de las ignimbritas del grupo La Yeguada, se estima que la resistencia a la compresión de la masa de roca podría estar entre 20 MPa y 60 MPa, el módulo de Young entre 6 y 12,0 GPa y el peso unitario entre 21 kN/m³ y 23 kN/m³ respectivamente.

Según los rangos de valores de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad estimados, la roca intacta se clasificó de acuerdo con los criterios de Deere & Miller (1966) a partir del módulo relativo (MR), el cual se define como la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión simple. El rango de valores de MR es del orden de 200 a 400.

De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, se puede concluir que las Ignimbritas del grupo Yeguada compuestas por dacitas y andesitas, corresponde a rocas de resistencia media y módulo relativo medio, siendo de comportamiento dúctil. (Véase Figura 12).

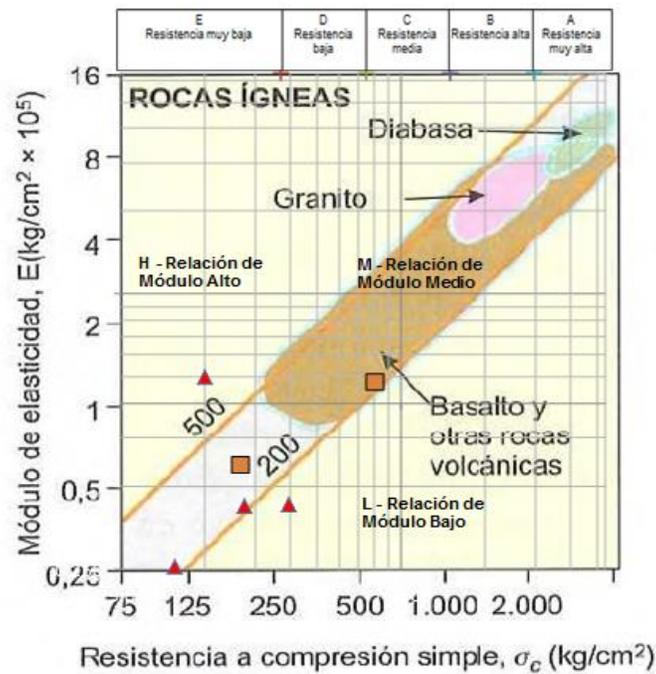


Figura 12. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966). (Puntos rojos, rocas ígneas de la formación El Valle. Puntos naranjas, rango adoptado).

5.3.3. Niveles de meteorización

De acuerdo con las inspecciones de campo en el sector de Santa María Gatú y los resultados de los registros de los sondeos ejecutados en el área de la península de Azuero, en términos generales los espesores de los niveles de meteorización del macizo rocoso asumidos según los criterios del ISRM (1981) se resumen en la Tabla 4. En términos generales se estima que la roca se presentará de buena calidad a partir de los 30 m de profundidad.

Tabla 4. Niveles de meteorización.

Nivel de Meteorización (*)	Profundidad (m)
VI - V	0-10
IV-III	10-30
II-I	>30

I: Fresco. II: Ligeramente meteorizado. III: Moderadamente meteorizado. IV: Altamente meteorizado. V: Completamente meteorizado. VI: Suelo residual.

5.3.4. Características de fracturamiento (RQD)

Con respecto al fracturamiento del macizo rocoso, considerando los recorridos de campo en el sector de Santa María Gatú y los resultados de los sondeos realizados en el área de la península de Azuero, en la Tabla 5, se presenta un estimativo de la variación de los valores de RQD.

Tabla 5. Resumen de RQD de los sondeos

Profundidad	RQD
0 - 10	0
10 - 30	0 - 25
>30	50

5.3.5. Clasificación del macizo rocoso

La clasificación geotécnica se realizó para evaluar la calidad del macizo rocoso y estimar en forma aproximada aspectos como resistencia y deformabilidad, con el fin de definir de manera preliminar las características de los sistemas de soporte.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se estableció a partir de las propiedades de la roca intacta, los niveles de meteorización, la calidad de la roca a través del RQD y las características de los sistemas de fracturamiento, entre otros. Para ello, se empleó la metodología de Hoek (1996), determinando el parámetro GSI (Geological Strength Index).

La estimación del índice GSI, se hizo a partir de los criterios y nomograma propuesto por Hoek (1996), identificando la categoría del macizo, en función de la descripción cualitativa del mismo; teniendo en cuenta observaciones in-situ del tipo de material, características de las discontinuidades presentes y las condiciones de las superficies de contacto. Con base en estos datos y sobre el nomograma mencionado se estimaron los índices GSI para cada uno de los niveles de meteorización. (Ver Figura 13).

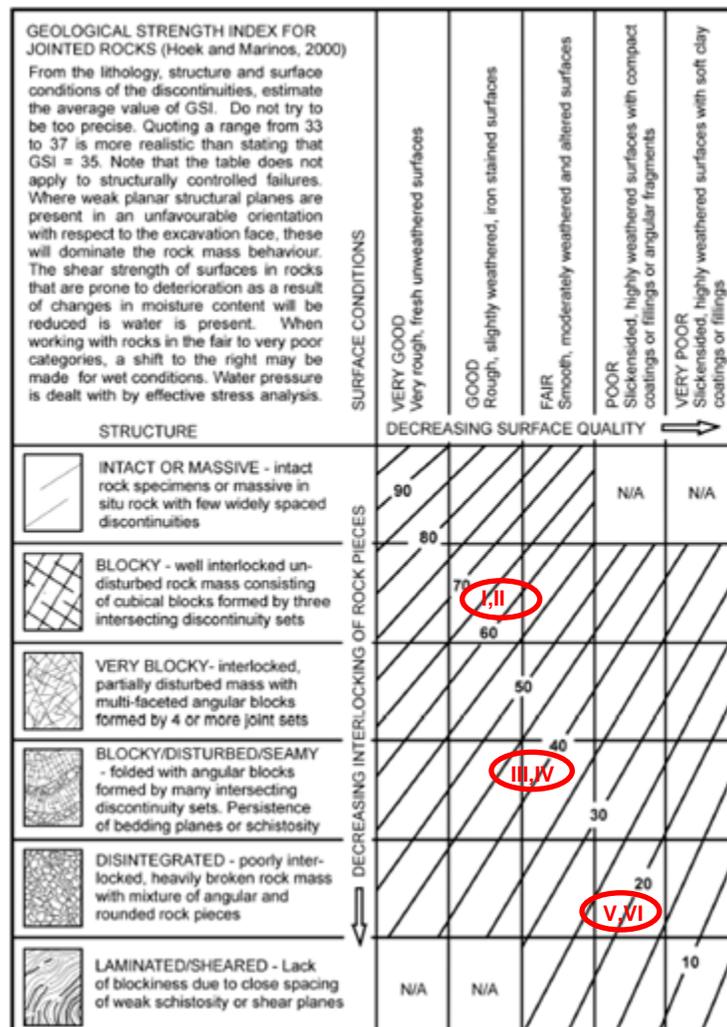


Figura 13. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.

5.3.6. Permeabilidad

Por otra parte, se estimó la permeabilidad del macizo rocoso en la zona de las obras subterráneas, a partir de las características del terreno establecidas según la geología de la zona y los registros de las perforaciones.

De acuerdo con lo anterior, se estima que la permeabilidad promedio del macizo rocoso para las ignimbritas compuestas por dacitas y andesitas, de acuerdo con experiencias de infiltraciones en obras subterráneas en rocas ígneas puede ser del orden de $1e-7$ m/s. Para los sectores de los túneles en los cuales el macizo de roca se encuentra intensamente fracturado, se asumió un valor de permeabilidad alto del orden de $1e-5$ m/s.

5.4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.4.1. Mecanismos de falla

Para establecer los tipos de terreno que se pueden encontrar durante el desarrollo de las excavaciones subterráneas, se analizaron en primer lugar, los principales mecanismos de falla que pueden ocurrir durante la construcción de las obras. Como mecanismos de falla existen varios dependiendo de la litología, la cobertura de roca, el grado de fracturamiento, el grado de alteración o meteorización, la presencia o no de agua subterránea, la mineralogía, la presencia de fallas entre otros, los cuales son enumerados en la Tabla 6.

Tabla 6. Mecanismos de falla en túneles.

Mecanismo de falla	Grado de fracturamiento	Resistencia de la roca intacta o comportamiento	Cobertura de roca	Presencia de agua subterránea	Alteración de la masa de roca	Mineralogía	Notas
Rockburts o popping	Masiva	Alta - Frágil	Muy alta > 600 m	No aplica	Roca sana	No aplica	
Hinchamiento o swelling	Masiva o fracturada	Media a baja-dúctil	Independiente	Importante	Alterada o sana	Esméctica u otros.	1
Squeezing Ground	Fracturada	Baja- Dúctil	Alta a mediana	Importante	Alterada o sana	Minerales arcillosos	1,3
Cuñas de roca o caídas de rocas	Medianamente fracturada a fracturada	Alta a Baja	Independiente	Puede afectar	Sana	No aplica	2,4
Cargas de desprendimiento	Muy fracturada o triturada – Material de suelo	Alta a baja	Alta o baja	Afecta estabilidad	Alterada	No aplica	1,5
Terreno que fluye- Flowing ground	Muy fracturado o material suelto o desleznable	Media a baja	Independiente	Importante - Presencia de agua a presión	Alterada	No aplica	1,5
Terreno que rueda- running ground	Muy fracturado o material suelto o desleznable	Media a baja	Independiente	No aplica	Alterada	No aplica	1,5

1. Zonas de falla, 2. Tres o más sistemas, 3. Tamaño del túnel influye en las deformaciones, 4. Tamaño influye en la cantidad de cuñas o bloques, 5. Materiales con baja o nula cohesión.

De acuerdo con la litología y características de la roca intacta como del macizo rocoso y la cobertura que atravesarán los túneles, se establecieron los mecanismos de falla probables indicados en la Tabla 7:

Tabla 7. Mecanismos de falla probables para los Túneles.

Mecanismos de falla	Macizo
Rockburts o popping	NA
Hinchamiento o swelling	NA
Squeezing Ground	E
Cuñas de roca o caídas de rocas	A
Cargas de desprendimiento	A
Terreno que fluye- Flowing ground	NA
Terreno que rueda- running ground	NA

NA= No aplica; A = Aplica; E= Eventualmente

De acuerdo con los anteriores mecanismos de falla, los terrenos o clases de roca se pueden relacionar de la forma indicada en la Tabla 8:

Tabla 8. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.

Mecanismos de falla	Tipo I	Tipo II	Tipo IIIA	Tipo IIIB	Tipo IV
Rockburts o popping	A (1)	A (1)	-	-	-
Hinchamiento o swelling	-	-	-	-	A (5)
Squeezing Ground	-	-	A (1) (2)	-	A (1) (3)
Cuñas de roca o caídas de rocas	A	A	A (4)	-	-
Cargas de desprendimiento	-	-	-	A	A (1)
Terreno que fluye- Flowing ground	-	-	A (6)	-	A (6)
Terreno que rueda- running ground	-	-	-	A (7)	A (7)

A = Aplica

1. Para el proyecto no aplica porque no hay coberturas altas.
2. Empujes leves a medios.
3. Empujes medios.
4. Eventualmente se puede presentar.
5. No aplica porque la mineralogía no es de tipo expansivo.
6. No aplica porque no hay acuíferos confinados con niveles de agua altos.
7. No hay materiales de falla o inestables en el cuerpo del túnel.

En la Tabla 9, a continuación se establece en forma resumida el tipo de sostenimiento más utilizado para contrarrestar los mecanismos de falla identificados para los túneles:

Tabla 9. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.

Mecanismos de falla	CL +F	PA	AM	EN	SP -SC	NC	D y/o I
Cuñas de roca o caídas de rocas	X	X					
Cargas de desprendimiento	X		X	X	X (1)		X
Squeezing Ground	X	X	X		X		
Terreno que rueda - Running Ground	X		X	X	X	X	X

CL= Concreto lanzado, F=fibra, PA= pernos de anclaje, AM= Arcos metálicos, EN= enfilajes, SP= Sección parcializada, SC= solera curva, D= huecos de drenaje, I= inyecciones, NC = núcleo natural central de sostenimiento. 1. Solera curva. No aplica en este caso por ser de baja cobertura.

5.4.2. Excavación y soporte de los túneles

La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en los túneles, se establece a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructura y formula con base en los siguientes parámetros: descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.

A continuación se describen los cuatro tipos de terreno que se esperan encontrar en la excavación de los túneles:

5.4.2.1. Terreno Tipo I

Corresponde esta clasificación a roca de resistencia media a alta, poco fracturada y estable, caracterizada por rocas ígneas volcánicas correspondientes a ignimbritas conformadas por andesitas y dacitas, donde se puede avanzar sin necesidad de colocar soporte en el frente de la excavación. En este tipo de terreno las infiltraciones pueden presentarse en forma de chorros, concentradas a lo largo de las fracturas de la roca y sin que produzca ningún tipo de inestabilidad. En este tipo de terreno las obras se podrán excavar en una sola etapa y no habrá limitación de avance por ciclo de excavación.

Las superficies excavadas no requieren soporte excepto por la colocación de concreto lanzado, con fibra de acero, de 5 cm de espesor y pernos de anclaje de 25 mm de diámetro de aproximadamente un radio de la excavación de longitud, en sitios localizados por motivos de seguridad.

5.4.2.2. Terreno Tipo II

Corresponde esta clasificación a rocas de resistencia media a baja, moderadamente fracturada de rocas ígneas volcánicas correspondientes a ignimbritas conformadas por andesitas y dacitas. Pueden existir trazos de meteorización en algunos planos de discontinuidad, por lo que existe la posibilidad que se produzcan desprendimientos en la clave con el tiempo. Las infiltraciones pueden presentarse en forma de goteo y/o chorros, sin llegar a afectar la estabilidad de las obras, limitándose a producir pequeños desprendimientos locales en la clave y en las paredes. La excavación podrá ser realizada en una o dos etapas con limitación de avance máximo a 3 m por ciclo.

El sistema de soporte para este terreno consistirá en concreto lanzado de 10 cm de espesor reforzado con fibra de acero en toda la sección y anillos de pernos de anclaje de 25 mm de diámetro radiales separados cada 2.0 m, en la bóveda del túnel con una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

Dependiendo de las condiciones del sitio, se podrá requerir la colocación de pernos de anclaje y/o concreto lanzado reforzado con fibra, adicionales en cualquier parte de la sección.

5.4.2.3. Terreno Tipo IIIA

El terreno Tipo IIIA corresponde a rocas de resistencia baja a muy baja, fracturadas, donde los planos de discontinuidad se pueden presentar alterados o meteorizados. En este tipo de terreno el material empieza a desprenderse en el frente y no permite llevar la excavación en toda la sección, sino que se deberá excavar primero la sección superior y luego la sección inferior. El avance por ciclo en la sección superior no podrá ser mayor de 1.5 m aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores con avances posibles por ciclo menores.

En este terreno es posible que se requiera de pernos hacia delante (spiling), para controlar las sobre excavaciones del frente previas al avance de la excavación. Las infiltraciones de agua si bien pueden ser de magnitud moderada, podrán aumentar apreciablemente los desprendimientos y deberán controlarse inmediatamente.

El sistema de soporte consistirá en la colocación de pernos de anclaje de 25 mm de diámetro dirigidos hacia adelante (spiling) donde se requieran, aplicación de 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibra en capas de 5 cm, colocación

de arcos de acero tipo HEB o similares separados cada 1.5 m y colocación de anillos de pernos radiales de 25 mm de diámetro en toda la sección del túnel separados cada 1.5 m. Los pernos tendrán una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

5.4.2.4. Terreno tipo IIIB

El terreno Tipo IIIB corresponde a materiales de roca muy alterada, friables o deleznales, a zonas de falla o esfuerzo con material muy fracturado y blando. Se incluyen en este terreno, los depósitos de suelo residual en la zona aledaña a los portales. Las infiltraciones de agua pueden ser moderadas y pueden aumentar apreciablemente los desprendimientos, por lo que se deberán controlar rápidamente.

En este tipo de terreno se podrá requerir la utilización de un núcleo central de sostenimiento natural del frontón mientras se coloca el soporte perimetral. También, se puede requerir el uso de perforaciones piloto al frente de excavación y huecos de drenaje para aliviar presiones de agua. La excavación se deberá ejecutar en dos o tres etapas. Primero, se excavará la sección de la bóveda, posteriormente, el banqueo. El avance por ciclo en la sección superior no podrá ser mayor de 1.0 m, aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores con avances posibles por ciclo menores.

En el terreno Tipo IIIB se deberán colocar enfilajes antes de cada avance, para sostener el techo previamente al avance en materiales de baja cohesión, deleznales y/o de roca muy fracturada y/o alterada. Los enfilajes consisten en tubos de 76 a 105 mm de diámetro instalados en el techo del túnel hacia adelante (forepoling), inyectados con mortero de cemento de diámetro de 9 a 12 m de longitud, espaciados cada 0.30 m entre las zonas horarias 10 a 2. Los enfilajes pueden ser reemplazados por pernos auto perforantes en caso de colapso de las perforaciones en terrenos inestables. Los paraguas de enfilajes consecutivos se deben traslapar de 2 a 3 m entre sí.

Además de los enfilajes, el sistema de soporte consistirá en la aplicación de concreto lanzado de 15 cm de espesor en capas de 5 cm y arcos de acero tipo HEB separados cada 1.0 m.

5.4.3. Estimativo de tipos de terreno

Para establecer los porcentajes de terreno de las obras, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Niveles de meteorización de la roca que serán atravesadas, con su caracterización en cuanto a resistencia, consistencia y calidad del macizo rocoso.
- Cobertura de roca por encima de la obra que influirá en el comportamiento durante excavación.
- Perfil geológico inferido de los registros de los sondeos exploratorios y reconocimientos superficiales.
- Clasificación geomecánica del macizo en los diferentes niveles de meteorización de la roca donde se tienen en cuenta parámetros cualitativos y cuantitativos del macizo rocoso.
- Comportamiento del macizo rocoso según los mecanismos de falla mencionados.
- Condiciones de agua subterránea esperada en la obra subterránea.
- Estructuras geológicas (estratificación y discontinuidades estructurales en la zona).
- El sistema constructivo de excavación de la obra; sistema de excavación convencional con perforación y voladura o sistemas mecánicos.

Con base en los anteriores aspectos, se preparó la Tabla 10, la cual muestra los porcentajes de terreno estimados, para las obras subterráneas.

Tabla 10. Porcentaje de terreno estimado.

Obra	Longitud (m)	Tipos de Terreno %			
		I	II	IIIA	IIIB
Túnel de desviación	514.4	10	41	34	15
Túnel de descarga de fondo	291.8	11	40	35	14
Túnel de descarga de usos	309.6	11	42	35	12

Cámara de compuertas de descarga de fondo	17.4		100		
Cámara de válvulas de descarga de usos	20,0		100		
Galería de acceso a cámara de compuertas de descarga de fondo	112.9		40	26	34

En la Figura 14, Figura 15 y Figura 16, se presentan los perfiles geológicos-geotécnicos con las estimaciones de tipos de terreno que se encontrarán durante la excavación.

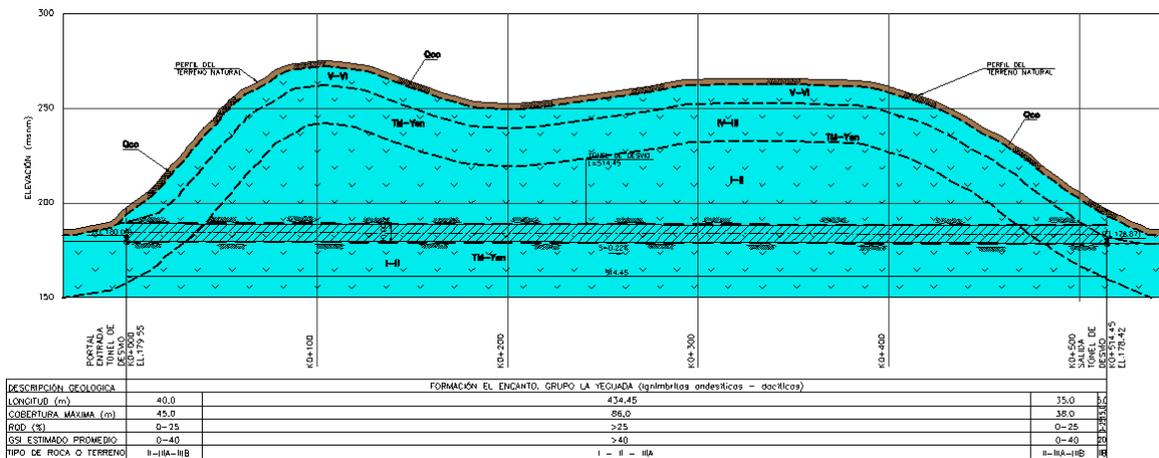


Figura 14. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

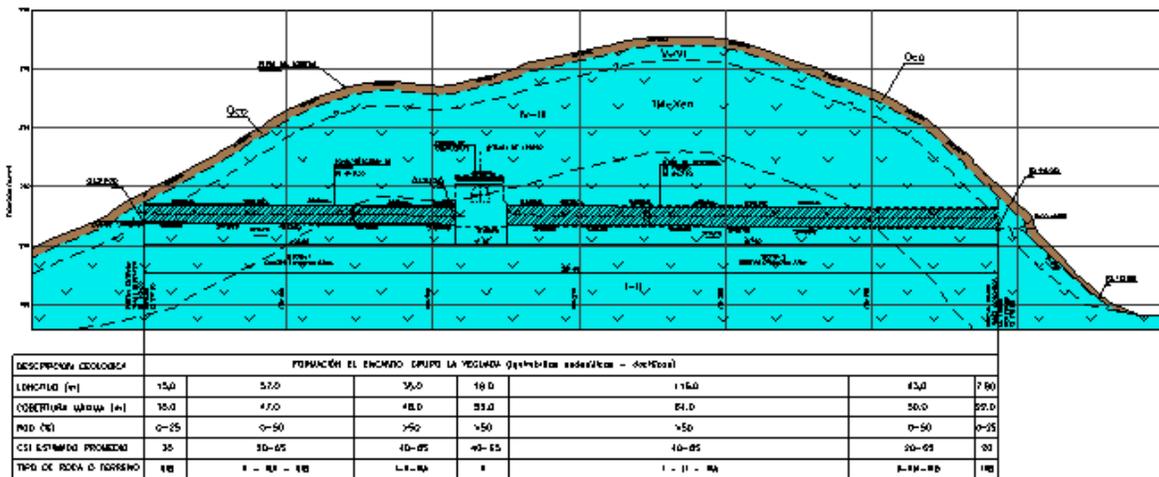


Figura 15. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de fondo

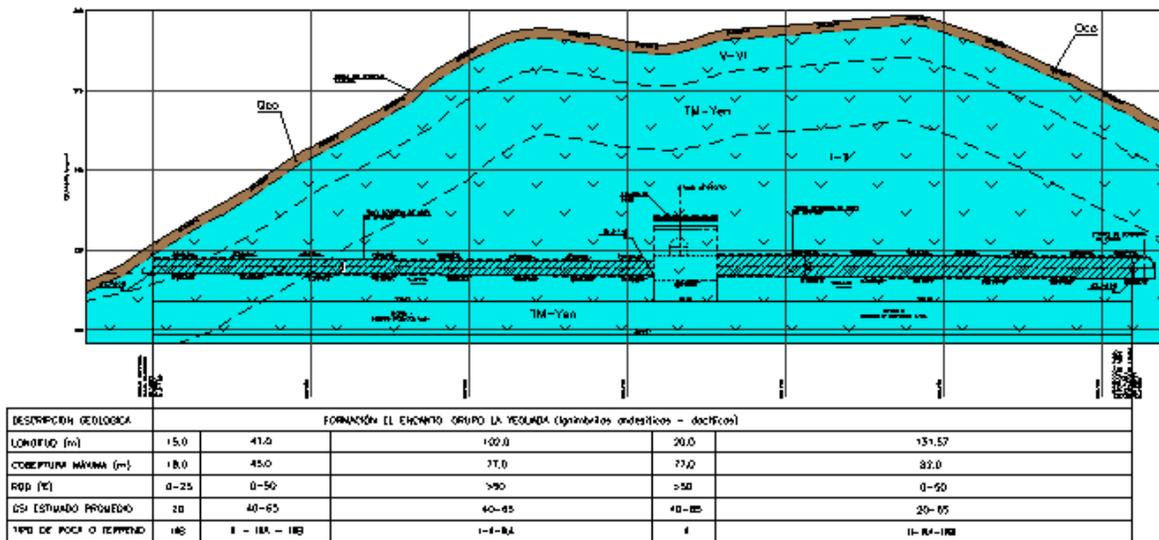


Figura 16. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de usos

5.4.4. Revestimiento

El revestimiento de los túneles, se adoptó teniendo en cuenta la importancia de la obra específica en el largo plazo y sus condiciones de operación.

En términos generales, para la definición del revestimiento de los túneles, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Aspectos de operación relacionados con los conceptos de permeabilidad y estabilidad a largo plazo.
- Se consideró que se requerirá revestimiento en concreto convencional, debido a la presencia de sitios de las obras donde la estabilidad a largo plazo se puede deteriorar por la presencia de materiales de roca muy fracturada, blanda y/o deleznable que con el tiempo y el flujo de agua pudieran desprenderse o generar cargas sobre el soporte produciendo su colapso. Igualmente, corresponde con los sectores de roca que constituyen terrenos erosionables por el flujo de agua. Como ya se ha mencionado, la excavación de los túneles tendrá lugar a través de la formación geológica Yeguada, compuesta por ignimbritas, en general con un grado de fracturamiento medio, con la posibilidad de encontrar zonas puntuales con fracturamiento alto. Por lo anterior, para garantizar estabilidad a largo plazo, se ha considerado que los túneles deben ir completamente revestidos en concreto convencional.
- Debido a que la mayoría de los túneles quedarán en una buena proporción completamente presurizados, sin poder ser inspeccionados y sin poder hacerles mantenimiento, se consideró que éstos deben ir completamente revestidos con concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo.
- Se busca garantizar la vida útil de los túneles, la estabilidad de la obra y las condiciones de seguridad de esta.
- Asegurar la calidad de la superficie final de los túneles.
- Minimizar los costos de operación y mantenimiento.

5.4.4.1. Permeabilidad

Con respecto al criterio de permeabilidad, se estableció que en los sitios donde el nivel freático y la cobertura de roca estén por encima de la columna de agua equivalente a la presión hidráulica interna de operación de la obra subterránea con flujo de agua a presión, pueden ocurrir filtraciones de agua, dependiendo de si la masa de roca es permeable o no.

En los casos donde puede existir una cobertura de roca y nivel freático por debajo del nivel de operación y la masa de roca sea permeable, pueden ocurrir filtraciones a superficie o hacia otras excavaciones por lo que se debe recurrir a tratamientos con inyecciones de consolidación y/o blindajes de acero.

Al inicio del revestimiento de las zonas con blindaje metálico se utiliza una cortina radial de 12 huecos de longitud dos diámetros de excavación, con el fin de cortar flujo de agua hacia abajo.

5.4.4.2. Estabilidad a largo plazo

La estabilidad de los túneles desvío, descarga de fondo y descarga de usos, durante su operación, se puede degradar en algunos sectores donde por la acción de la presión interna se pueden generar deformaciones importantes por bajos módulos de deformación del macizo, o donde dadas las características del material rocoso el agua permite su arrastre, erosión o alteración ocasionando cargas importantes de desprendimiento.

El concreto convencional sin refuerzo, puede servir como revestimiento siempre y cuando, la roca sea capaz de resistir toda la presión hidráulica interna sin sufrir deformaciones que ocasionen un agrietamiento notorio del concreto, de manera que éste no pierda su capacidad estructural al retirar la presión interna del conducto. Para darle adecuada estabilidad por posibles fluctuaciones de presiones hidráulicas internas y externas, se deja este tipo de revestimiento en sectores de roca dura y estable, con eventuales anillos radiales con huecos de drenaje en casos donde se detecten infiltraciones de agua importantes durante la excavación y donde la cobertura de roca como el nivel freático estén por encima de la cabeza hidráulica de presión del túnel. En los casos donde pueda existir el problema de desprendimientos de roca o de materiales deleznable como pueden ser zonas fracturadas, donde además se pueden ver afectadas por deformaciones causadas por la presión interna cuando existen módulos de deformación del macizo bajos (roca blanda o muy fracturada), se hace necesario la utilización de un revestimiento en concreto convencional.

En la definición del revestimiento en concreto convencional también se tuvo en cuenta, que algunos sectores tendrán dificultad de acceso para inspección y mantenimiento, por tanto, se consideraron completamente revestidos en concreto convencional para garantizar su estabilidad.

5.4.4.3. Revestimiento de las obras subterráneas

Teniendo en cuenta los criterios anteriores, el revestimiento para las obras se consideró de la siguiente manera:

Toda la longitud del túnel de desvío deberá ir revestida con concreto convencional para asegurar su estabilidad a largo plazo. El revestimiento en concreto convencional del túnel de desviación se consideró para eliminar el riesgo de desprendimientos durante operación de la desviación y evitar que por la velocidad del flujo de agua y el tipo de roca de respaldo, se pudiera presentar fenómenos de erosión. Con un revestimiento completo en concreto convencional se garantiza la estabilidad de la obra durante su operación.

Los túneles de descarga de fondo y descarga de usos en el sector aguas arriba de las cámaras de compuertas trabajarán a presión. En el tramo aguas abajo de éstas será a flujo libre. En ambos sectores se requiere de revestimiento en concreto convencional debido a las velocidades del flujo de agua, la erodabilidad de la roca y las dificultades para acceso para inspección y mantenimiento.

El túnel de descarga de fondo y el túnel de descarga de usos deberán poseer un tramo en blindaje metálico, al final del tramo a presión, para evitar fractura hidráulica y filtraciones por alta permeabilidad del macizo (nivel freático por debajo de la cabeza hidráulica de presión de operación). La zona blindada llevará inyecciones aguas arriba de la cámara de compuertas.

Las cámaras de compuertas y válvulas, al igual que los túneles de descarga de fondo y usos, deberán llevar concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo, por sus dificultades de mantenimiento.

El espesor del revestimiento para los túneles, se asume según experiencias precedentes que podía ser del orden del 5% del diámetro externo de la excavación; en consecuencia, para garantizar estabilidad a largo plazo, siendo el diámetro del túnel de desviación de 9.7 m, se asumió un espesor total del revestimiento de 0.45 m. El espesor de la solera será del orden de 0.30 m, para reducir los problemas de erosión que suelen ocurrir durante la operación de desvío.

Los túneles de descarga fondo y descarga de usos irán revestidos totalmente, no obstante, dadas las diferentes secciones transversales existentes a lo largo del túnel de descarga de fondo, el espesor mínimo del revestimiento incluyendo el concreto lanzado de soporte será de 0.35 m. También, se incluye un tramo blindado de 10 m al final del sector a presión, para garantizar un gradiente como máximo de 6.0 y así evitar filtraciones de agua hacia la zona de salida o hacia otras excavaciones.

5.4.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles

Las infiltraciones fueron estimadas según la formulación propuesta por Goodman et al. (1985) para flujo transitorio. Los túneles fueron discretizados en sectores en donde se estimó una permeabilidad equivalente en función de la descripción geológica y los ensayos de permeabilidad realizados cuyo valor fue establecido del orden de 3.77×10^{-6} m/s para el macizo rocoso.

Además, se determinó la carga hidráulica promedio (nivel freático) y la cobertura promedio (nivel topográfico); parámetros que son requeridos por la formulación utilizada:

$$Q = \sqrt[3]{\frac{8 C K H^3 S}{3 t}}$$

Donde,

Q = Caudal unitario en m³/día/m (tasa de infiltración).

C = Factor de penetración (adimensional).

K = Permeabilidad (m/día).

H = Altura piezométrica (m).

S = Producción específica (adimensional).

t = Tiempo (días).

Dadas las características del macizo, se consideró un coeficiente C igual a 0.5 según Goodman et al. (1985) y Struckmeir & Margat (1995). Para este cálculo es necesario conocer el tiempo de construcción por lo que realizó un estimativo de rendimientos de excavación, cuyos detalles se presenta en la sección 5.

Con los parámetros anteriores, se procedió a realizar el cálculo del caudal de infiltración por metro, para cada sector según Goodman (1985), valor que posteriormente se multiplicó por la distancia de cada subsector discretizado para encontrar luego el caudal de infiltración total aportado. En el Anexo 3, se presenta el cálculo del caudal de infiltración de los túneles de acuerdo con la metodología indicada anteriormente. En la Tabla 11, se resumen los caudales de infiltración estimados.

Tabla 11. Caudal máximo de infiltración estimado para los túneles.

Obra	Longitud (m)	Caudal total (l/s)	Tasa de infiltración media (l/s/m)
Túnel de desvío.	514.5	4.5	8.8×10^{-3}
Túnel de descarga de fondo.	291.8	1.7	5.8×10^{-3}
Túnel de descarga de usos.	309.1	2.0	6.5×10^{-3}

5.4.6. Tapón de cierre del túnel de desviación

Una vez finalizada la construcción de la presa y como condición para la puesta en operación del proyecto, el túnel de desvío requerirá la construcción de un tapón de concreto, el cual se construirá durante la operación de cierre y llenado del embalse.

El tapón está conformado por una cabeza maciza de concreto y el cuerpo con una galería interna. Los criterios para dimensionar el tapón fueron los siguientes:

- El tapón se localizará donde la cortina de inyecciones de la presa corte el túnel de desvío y donde se ubicará además la cortina de aguas arriba del tapón, para confinar toda la presión hidráulica generada por el embalse, en el sector de aguas arriba del eje de la presa.
- La fuerza que ejerce el tapón sobre el macizo rocoso a lo largo de su longitud debe ser absorbida por el esfuerzo de adherencia concreto-roca; el cual, se ha fijado que no debe superar 0.21 MPa.
- La longitud del tapón del túnel de desvío se debe verificar teniendo en cuenta un gradiente hidráulico nominal, el cual no debe ser mayor de 5.0.
- La longitud del tapón será el mayor valor obtenido entre el criterio de esfuerzo de adherencia concreto-roca o el de gradiente hidráulico.
- Para el tapón, se debe dejar una cabeza en concreto masivo de una longitud capaz de resistir el esfuerzo cortante generado por la presión interna aplicada sobre la cara de aguas arriba, la cual tiene una longitud del 25% al 30% de la longitud del tapón.

En la Tabla 12, se presentan los análisis ejecutados para establecer las dimensiones del tapón. De acuerdo con esos análisis el tapón para el túnel de desviación debe tener una longitud total de 18 m. De esos 18 m, se adopta una cabeza maciza de 6.0 m, longitud usual para un tapón de estas dimensiones.

También, para el sector blindado de la descarga de fondo y de la descarga de usos aguas arriba de la cámara de compuertas se calculó una longitud blindada de 10.0 m.

Tabla 12. Dimensionamiento de tapón

CRITERIO DE DISEÑO	Tapón Desvío	Tapón D. de Fondo	Tapón D. de Usos
Presión en el piso del túnel (m)	85.00	47.00	47.00
NAMO (msnm)	265.00	265	265
N. SOLERA (msnm)	180.00	218.00	218.00
A- Diseño por adherencia-concreto -roca			
Radio (m)	4.85	3.25	1.85
Altura paredes (m)	4.85	3.25	1.85
Área (m ²)	83.99	37.72	12.22
Perímetro (m)	34.64	23.21	13.21
Esf. Adherencia (psi)	30.00	30.00	30.00
Esf. Adherencia (kg/cm ²)=	2.11	2.11	2.11
Longitud (m)	9.77	3.62	2.06
B - Diseño por gradiente hidráulico			
Gradiente adoptado (H/L) (-)	5.00	5.00	5.00
Longitud (m)	17.0	9.40	9.40
Longitud adoptada (m)	18.0	10.0	10.0

5.5. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

5.5.1. Estimativo de rendimientos

Para las obras subterráneas del proyecto, se consideró que el mejor método que logra un adecuado rendimiento y costo, corresponde con el sistema de perforación y voladura convencional y eventualmente el uso de martillos neumáticos y/o hidráulicos para rocas de menores características geomecánicas.

El sistema de excavación con perforación y voladura convencional es el método más utilizado para excavar túneles y se efectúa perforando huecos en un patrón determinado, cargándose con explosivos y haciendo detonar éstos controladamente. La perforación se efectúa con un equipo tipo jumbo. Los escombros son retirados con cargadores y volquetas (dumpers). Una vez realizada la voladura y extraídos los escombros se procede con la colocación del soporte especificado para el tipo de terreno identificado en el frente de excavación.

Este método de excavación de túneles lleva generalmente la siguiente secuencia:

Marcado. Definido el patrón de voladura y calculado y ajustado el factor de carga (cantidad de explosivo por metro cúbico de excavación), con la cantidad y geometría de distribución de huecos y la secuencia de ignición, se marcan los puntos sobre el terreno, en el frente de excavación.

Perforación. La perforación de los huecos para la voladura se efectúa con jumbos de tres, cuatro a cinco brazos, cuya longitud se establece para una longitud efectiva de avance del tipo de terreno.

Cargue. Corresponde a la colocación de explosivos en los huecos con sus fulminantes y sistemas de ignición y retardadores, así como la explosión del sistema debidamente cargado.

Ventilación o deshumo. Corresponde con el tiempo necesario para permitir que los gases tóxicos producto de la explosión ventilen el frente de excavación, que depende del tipo de explosivos y de la capacidad del sistema de ventilación.

Rezaga. Procedimiento de retiro de escombros para el cual se utilizan bulldozeros, cargadores, palas y volquetas con equipo sobre llantas (scoops) o vagonetas y locomotoras con equipo sobre rieles.

Teniendo en cuenta el método de excavación con perforación y voladura, se estimó el rendimiento de excavación para cada una de las clases o tipos de terreno estimados y se obtuvo un valor promedio ponderado de rendimiento. En la Tabla 13, se resumen los rendimientos promedio obtenidos para las obras subterráneas. En el Anexo 4, se presentan en más detalle el cálculo de los rendimientos estimados para cada tipo de terreno y el ponderado para el respectivo túnel.

Tabla 13. Rendimientos de excavación

Obra	Longitud (m)	Diámetro (m)	Rendimiento medio estimado (m/día)
Túnel de desvío.	514.5	9.7	3.01
Túnel de descarga de fondo. Tramo a presión.	106.8	6.5	3.49
Túnel de descarga de fondo. Tramo a flujo libre.	167.6	7.1	3.31
Túnel de descarga usos. Tramo a presión.	158.2	3.7	4.27
Túnel descarga de usos. Tramo a flujo libre.	131.3	7.1	3.36
Túnel de acceso a descarga de fondo.	122.9	5.7	3.51
Cámara de compuertas descarga de fondo.	17.4	10.4	80 m ³ /día
Cámara de válvulas descarga de usos.	20.0	15.0	100 m ³ /día

5.5.2. Estimativo de tiempos de construcción

Teniendo en cuenta los métodos de excavación y rendimientos establecidos para las obras subterráneas, se efectuó un estimativo de tiempos de construcción.

El tiempo total estimado, comprende a las siguientes actividades:

- Movilización de equipos e instalaciones para portal entrada y salida.
- Excavación de portal entrada y salida.
- Excavación del túnel desde el portal entrada y desde el portal salida.
- Construcción de la solera.
- Construcción del revestimiento en concreto convencional.

De acuerdo con los análisis realizados, se estima que la excavación y revestimiento del túnel de desviación tendrá una duración de 10,8 meses con dos frentes de excavación. Uno desde el portal entrada y otro desde el portal salida.

Por otra parte, la excavación de las obras de descarga de usos y descarga de fondo, incluyendo las dos cámaras de compuertas tendría una duración de 5.5 meses, siendo acometida desde cuatro frentes. Desde el portal entrada del túnel de descarga de fondo, desde el portal de entrada del túnel de descarga de usos, desde el portal de acceso a las cámaras de compuertas y desde el portal salida de la descarga de fondo.

En la Figura 17 y en la Figura 18, se presenta el diagrama Distancia vs. Tiempo para los túneles, el cual permite calcular el tiempo necesario para construir las obras subterráneas.

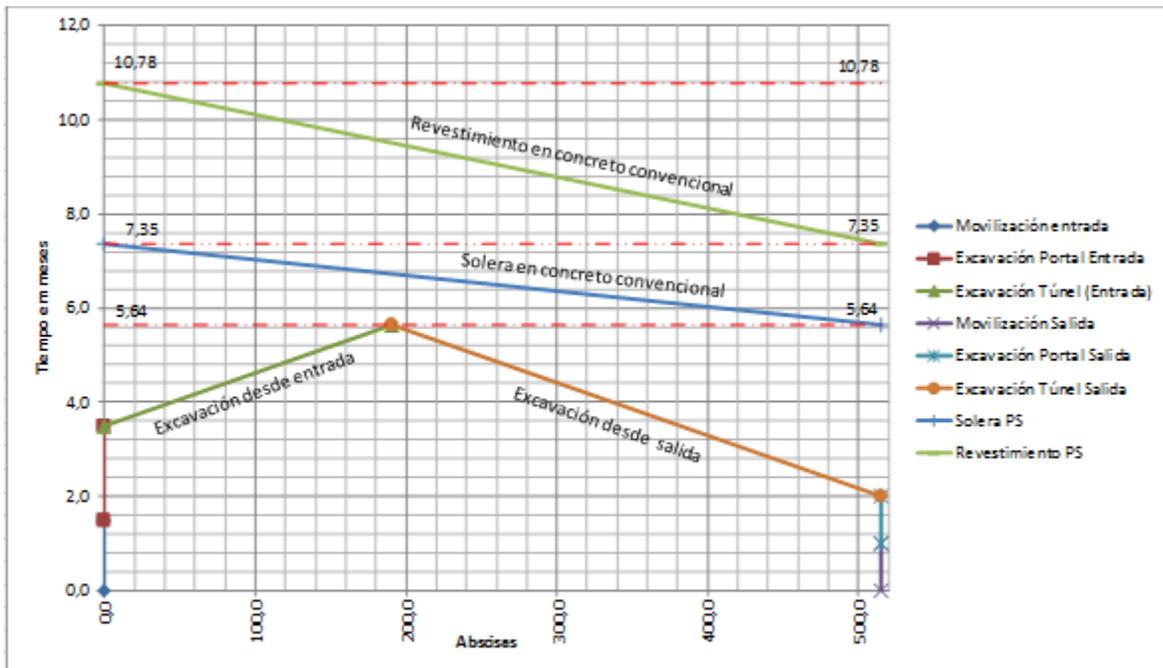


Figura 17. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

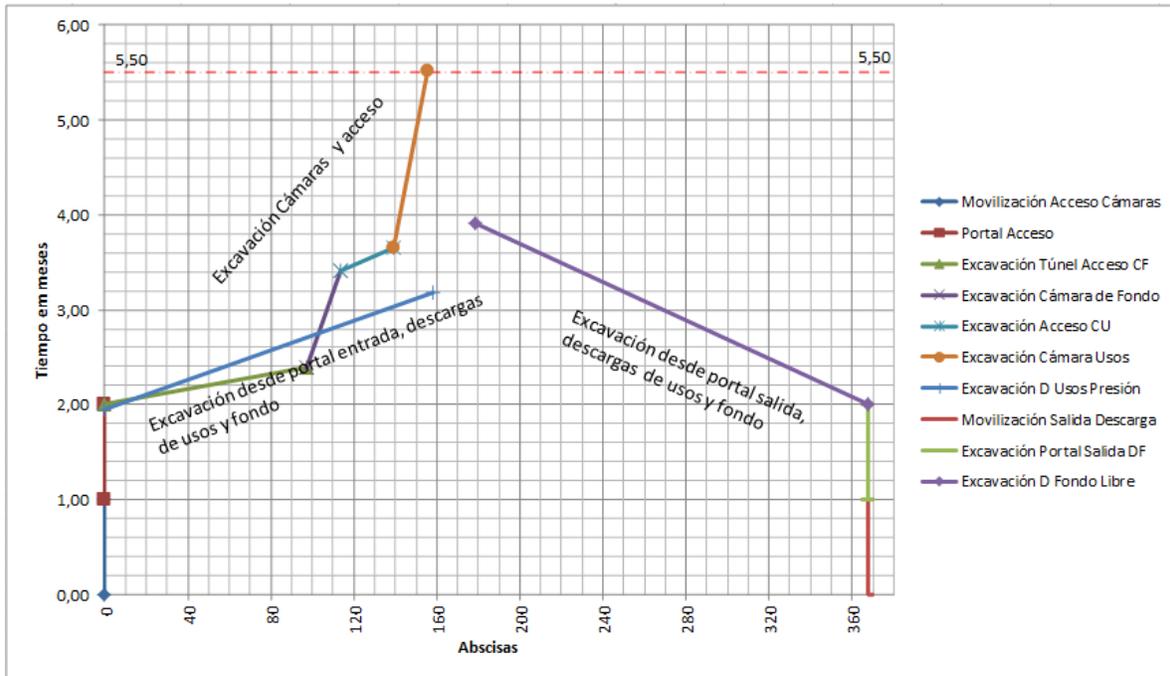


Figura 18. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes a las obras de descarga de fondo y descarga de usos.

En la Tabla 14, se resume el estimativo de tiempos de construcción para los túneles.

Tabla 14. Estimativo de tiempo de construcción.

Obra	Número de Frentes	Tiempo de construcción (meses)
Túnel de desvío	2	10.8
Obras de descarga de fondo y usos	4	5.5

5.6. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA

Para el cálculo de cantidades de obra de las obras subterráneas, se prepararon, una serie de hojas electrónicas que contienen la siguiente información:

Unas hojas base de cantidades unitarias que resumen cada uno de los ítems como son excavación subterránea, pernos de anclaje, concreto lanzado de soporte, fibra, malla metálica, arcos metálicos, concreto convencional de revestimiento, solera en concreto convencional, perforaciones e inyecciones, instrumentación geotécnica y acero de refuerzo. Todos estos ítems se encuentran discriminados por tipos de terreno, con lo cual se facilita posteriormente el cálculo total de cantidades. Estas hojas base de cantidades unitarias permiten en forma ágil hacer cualquier modificación posterior de los aspectos geométricos de la excavación o de los ítems de las obras, de acuerdo con las necesidades del proyecto si así se requiere, y con lo cual se obtiene automáticamente las cantidades unitarias.

Definidas las cantidades unitarias que se obtienen con las hojas mencionadas, éstas son introducidas y aplicadas a otra hoja electrónica que totaliza las cantidades de cada uno de los ítems, de acuerdo con el estimativo de tipos de terreno y la longitud de la obra subterránea. Estas matrices de cálculo fueron preparadas para la obra subterránea, en donde se especifica la longitud de la obra y los porcentajes de terreno que fueron deducidos.

Tanto en las hojas base de cantidades unitarias como en la hoja principal de cantidades totales, se tuvo en cuenta los criterios mencionados en el presente documento, los cuales fueron formulados internamente con ecuaciones incluidas en cada una de las celdas de dichas hojas electrónicas.

Las hojas para el cálculo de cantidades de obra para los túneles se presentan en el Anexo 5, de este informe.

En el Anexo 6, se adjuntan los planos de las obras subterráneas, los cuales se tomaron como base para el cálculo de cantidades de obra y tiempos de construcción.



6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

Como parte de los análisis a nivel conceptual del proyecto Gatú se adelantó una primera identificación de posibles fuentes de materiales que se encontraran a una distancia menor a 5 km con el fin de minimizar costos asociados con el acarreo de materiales. Se identificaron polígonos o áreas con geomorfologías escarpadas cerca de las divisorias de agua con el fin de minimizar la presencia de perfiles de gran espesor de suelo o de roca altamente meteorizada que pudieran disminuir la eficiencia del proceso de extracción y procesamiento de materiales. La geología de la zona de estudio como ha se ha presentado anteriormente corresponde al Grupo La Yeguada, este Grupo es considerado apto como fuente de material basado en la experiencia de proyectos de infraestructuras con litologías similares a las encontradas en el sitio de estudio. La Figura 19 presenta la localización de los posibles polígonos identificados (línea roja), adicionalmente se presentan una identificación inicial de posibles zonas de depósito (polígonos blancos) y un círculo con radio de 5 km medido desde el sitio proyectado de presa.

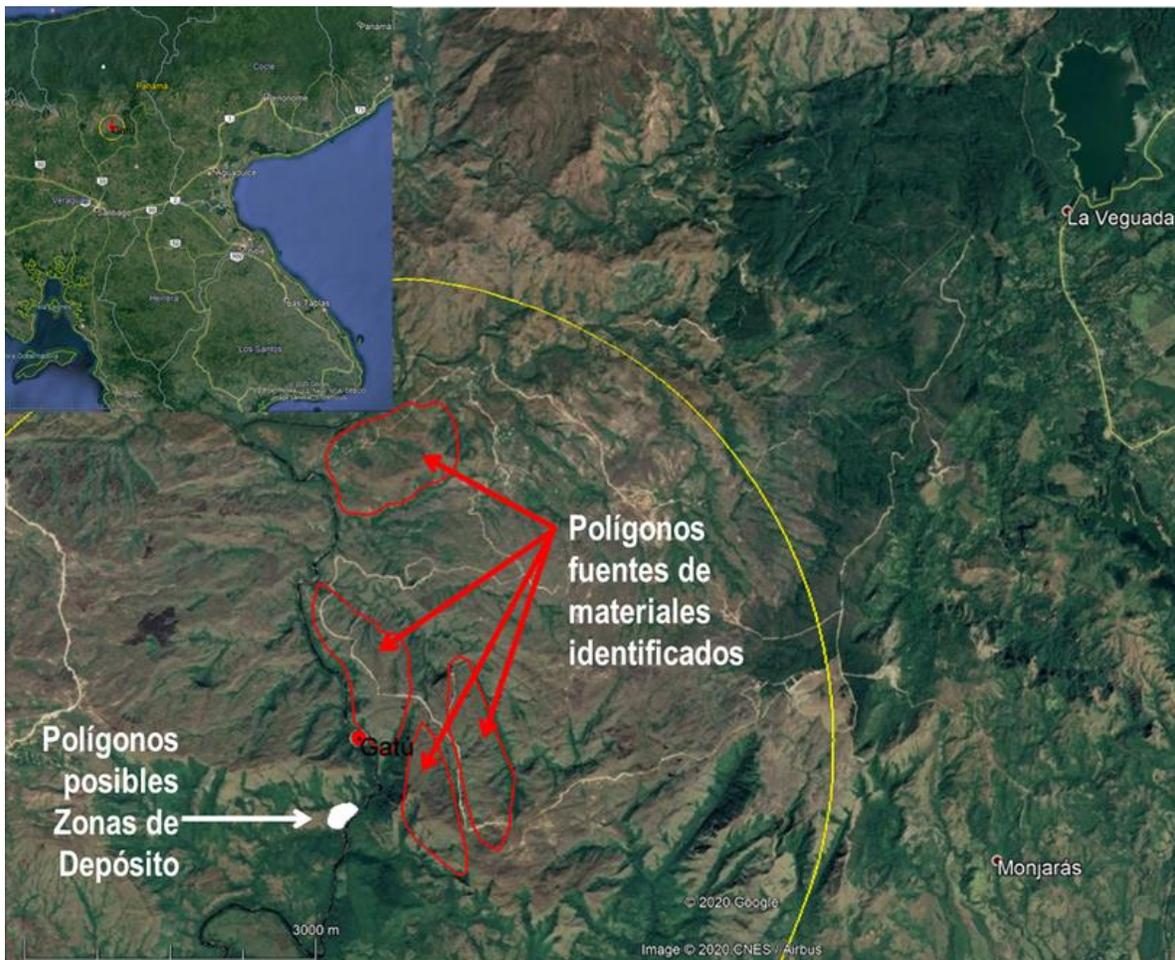


Figura 19. Localización polígonos de posibles fuentes de materiales.

La Figura 20 presenta una vista más cercana de los sitios identificados donde se puede apreciar de mejor manera la geomorfología de la zona de análisis.

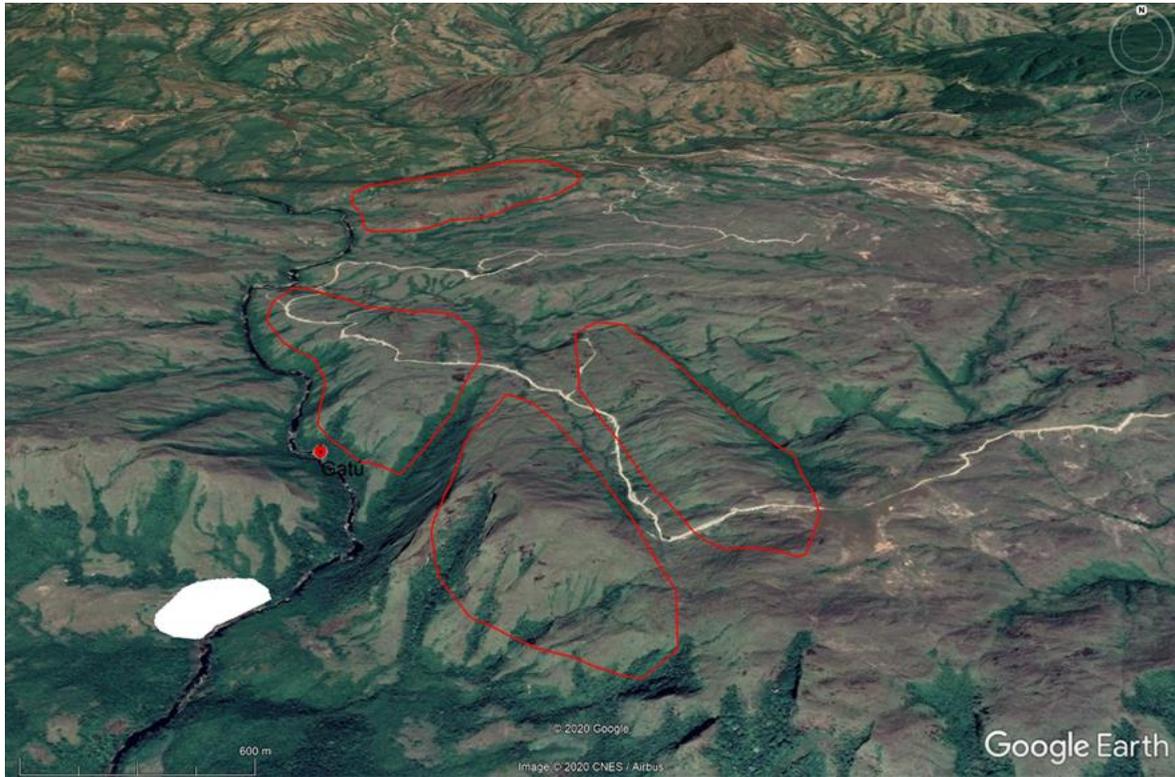


Figura 20. Geomorfología zona de posibles fuentes de materiales y zona de depósitos.

Se puede observar que los polígonos identificados como posibles sitios de zonas de depósito presentan una geomorfología más plana o zonas con una geomorfología cóncava (similar a una batea), lo cual está asociado con mejores condiciones de estabilidad para implantar una zona de depósito y permite una disposición más sencilla de los materiales producto de excavación y sobrantes de la construcción del proyecto. En el proceso de identificación se excluyeron zonas con infraestructura presente o con rasgos marcados de drenajes o cuerpos de agua.

La Tabla 15 presenta el balance de materiales del proyecto en donde se puede observar que el mayor requerimiento de materiales del proyecto corresponde a la consecución de agregados pétreos para concretos, en particular para la fabricación de concretos compactados con rodillo (CCR) que se proyecta conformen el cuerpo de la presa. En el análisis de balance de materiales se asumieron porcentajes de expansión de 120% y 140% para suelo y roca respectivamente, una relación volumétrica agregado/hormigón de 1.50 y un factor de expansión de 1.1 correspondiente a los agregados pétreos. El balance de materiales tiene en cuenta los volúmenes agregados pétreos asociados con el CCR del cuerpo de la presa, las ataguías y los concretos asociados con las obras principales y de desvío del proyecto. Adicionalmente se tiene en cuenta los concretos proyectados para los bombeos, que si bien está proyectado sean desarrollados por etapas para la consideración de requerimientos de fuente de material se tienen en cuenta para tener un poco de holgura en el estimativo de materiales requeridos. En relación a las excavaciones se consideran las excavaciones cielo abierto y excavaciones subterráneas proyectadas en el esquema de ingeniería conceptual del proyecto, así como las excavaciones asociadas con las vías de acceso proyectadas en el esquema del proyecto.

Tabla 15. Análisis de balance de materiales.

Elemento matriz origen-destino (Nivel Conceptual)	Volumen (m3)
(a). Volumen total de agregados pétreos para la fabricación de concretos	1.340.000
(b). Volumen total de relleno para la presa, ataguías y terraplenes	169.000
(c) VOLUMEN TOTAL DE AGREGADOS PÉTREOS REQUERIDOS (a) + (b) =	1.509.000
(d). Volumen total de material aprovechable proveniente de las excavaciones	111.000
(c) - (d) VOLUMEN TOTAL REQUERIDO EN ZONAS DE CANTERA =	1.398.000
(e). VOLUMEN TOTAL DE DESECHOS DE EXCAVACIÓN A DISPONER EN ZODMES =	470.000

En el caso del proyecto Perales se identifica un requerimiento de materiales provenientes de las fuentes de materiales cercanas cercano a 1.5 millones de metros cúbicos, los cuales basado en las condiciones geológicas identificadas en la zona de estudio podrán ser provistos de fuentes de materiales próximas a la zona de obras principales que podrían estar localizadas en los polígonos identificados en un radio de 5 km del sitio de presa. En relación a las zonas de botaderos se estima un requerimiento ligeramente menor a 500 mil metros cúbicos de material a disponer que se considera podrá ser colocado en los polígonos preliminarmente identificados o en sitios cercanos identificados en las etapas de diseño subsecuentes. Se anota que en las siguientes etapas de diseño se deberán incluir en las campañas de investigación geotécnica perforaciones y ensayos de campo y laboratorio para fuentes de materiales y zonas de depósito con el fin de minimizar incertidumbre asociada con procesos de extracción y estabilidad y requerimientos de explotación y fundación para zonas de depósito.

Con base en los análisis conceptuales adelantados se concluye que las desde el punto de vista de fuentes de materiales el desarrollo del esquema del proyecto se considera factible y no se identifica un riesgo significativo de consecución de materiales en la zona cercana al sitio de presa proyectado en los diseños de ingeniería.

7. CONCLUSIONES

7.1. GEOLOGÍA

- Los sitios de presa y sus respectivas zonas de reservorios probables se encuentran en la zona nor-central de la península de Azuero, en unidades de dominio ígneo volcánico extrusivo y unidades sedimentarias, las cuales están atravesadas por la Falla Ocú-Parita y estructuras asociadas.
- El Plateau Azuero contiene material acrecionado correspondiente a rocas de fondo oceánico, estas rocas adosadas se localizan en zonas de falla (Falla Ocú-Parita y Falla Azuero-Soná) las cuales son suturas de dichas acreciones.
- Sobre el plateau se desarrollan arcos magmáticos-volcánicos durante el Cretácico medio a superior, generando cuerpos intrusivos de diferente composición y rocas de origen volcánico y piroclásticas (tobas, pumitas).
- Durante el Paleógeno se generan depósitos de sedimentos trasarco, dando origen a formaciones sedimentarias conformadas en su mayoría por areniscas y calizas.
- En general la península de Azuero es cortada por tres grandes zonas de falla (Falla Ocú-Parita, Falla Joaquín y Falla Azuero-Soná).
- El sitio de presa y embalse denominado Gatú está constituido por rocas volcanoclásticas del tipo ignimbritas de composición dacita-andesita pertenecientes al denominado Grupo La Yeguada (TM-Yen).

7.2. PRESAS

En el sitio de presa localizado en la cuenca del río Gatú afloran rocas volcanoclásticas denominadas como ignimbritas de composición dacita-andesita, pertenecientes al Grupo Yeguada (TEM-Yen). Los depósitos de ignimbritas corresponden a flujos piroclásticos densos con un alto contenido en fragmentos magmáticos juveniles que se emplazan a temperatura elevada. En la margen izquierda y derecha del río yacen discordantemente sobre las rocas volcanoclásticas (ignimbritas dacita-andesita) depósitos coluviales con espesores de máximo 3 m de profundidad.

Con base en el modelo geológico y la experiencia del Consultor en ambientes similares, se estimó un valor de resistencia confinada a compresión de la roca intacta entre los 60 MPa y los 90 MPa para rocas clasificadas como ignimbritas andesíticas e ignimbritas dacíticas correspondientemente. El valor de m_i se estimó con base en el tipo de roca utilizando el valor promedio listado en el programa Roclab © de Rocscience (rango de m_i entre 22 y 24). Se realizó una sensibilidad en función del grado de fracturamiento de la roca (representado en el factor GSI, el cual se analizó para valores de 30, 50 y 70 para representar una condición de fracturamiento alto, medio y bajo, respectivamente) y el nivel de confinamiento de análisis (el cual se analizó teniendo en cuenta una altura de presa entre 50 y 90 m). Con base en este análisis se estimó como un escenario conservador un ángulo de fricción de $51^\circ \pm 4^\circ$ y una cohesión entre 460 a 560 kPa. Para los análisis de estabilidad estructural se recomienda el uso del menor valor de cohesión, es decir 460 kPa.

Para la regulación de caudales se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 90.5 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 287.30 m de longitud y 6.0 m de ancho.

Adicionalmente se considera para el sistema de desvío, la construcción de una ataguía de 27 m de altura y una contra ataguía de 6 m de altura. La ataguía será de tipo térrea con cresta en la cota 214.2 msnm, talud aguas arriba y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 130 m y ancho de 6 m. Asimismo, la contra-ataguía de tipo térrea tendrá la cresta en la cota 190.8 msnm, talud aguas y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 35 m y ancho de 6 m.

La presa CCR estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos. Se estima que a este nivel se alcanzará las rocas volcánicas (ignimbritas dacita-andesita) de la Formación La Yeguada, de forma que la totalidad de la presa quede fundada por debajo de los depósitos aluviales y coluviales, a un nivel de roca tal que las deformaciones inducidas sean compatibles con las características de deformabilidad de la presa.

Como tratamiento de la fundación se consideró la ejecución de inyecciones de consolidación de 10 m de longitud espaciadas cada 6 m distribuidas en el área de fundación. Cuando las tomas primarias indiquen que se requieren inyecciones de consolidación secundarias, éstas se realizarán en tresbolillo entre las primarias y las terciarias en tresbolillo con las secundarias y así sucesivamente. Asimismo se considera realizar un tratamiento profundo de la fundación, el cual consistirá en la construcción de una cortina de inyecciones de lechada, compuesta en la zona de la fundación del cuerpo de la presa por una fila central de inyecciones, con una longitud entre 30 y 45 m de profundidad. Las perforaciones para las inyecciones se realizarán en tres secuencias (primarias, secundarias y terciarias), que dependerán de los resultados de los ensayos Lugeon que se realizarán durante la construcción de la cortina y de la cantidad de sacos (toma) de cemento que se consuman durante el avance de los trabajos.

7.3. TÚNELES

De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, estimados a partir de información de referencia, para las Ignimbritas del grupo Yeguada compuestas por dacitas y andesitas, la roca se puede calificar como de resistencia media y módulo relativo medio, siendo de comportamiento dúctil.

De acuerdo con la cobertura de las obras subterráneas, en general menor a 60 m, la calidad de la roca y el nivel de fracturamiento estimado del macizo rocoso, se considera que los mecanismos de falla predominantes para las obras subterráneas del PH Santa María Gatú, consisten en la formación de cuñas de roca y cargas de desprendimiento.

La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en los túneles, se estableció a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructuró y formuló con base en la descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación estimado, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, mecanismos de falla predominantes, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.

De acuerdo con lo anterior, se estimaron cuatro tipos de soporte denominados I, II, IIIA y IIIB que combinan la aplicación de concreto lanzado, pernos de anclaje y arcos de acero en diferentes proporciones. El soporte más ligero corresponde al tipo I y el más pesado al tipo IIIB principalmente como emportalamiento.

Las cantidades de obra de las obras subterráneas, se estimaron de acuerdo a la proporción de cada uno de los tipos de soporte requeridos estimados según los perfiles geotécnicos de las obras subterráneas.



7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

Con base en los análisis conceptuales adelantados se concluye que las desde el punto de vista de fuentes de materiales el desarrollo del esquema del proyecto se considera factible y no se identifica un riesgo significativo de consecución de materiales en la zona cercana al sitio de presa proyectado en los diseños de ingeniería.

8. REFERENCIAS

Deere, D. (1966). *Engineering Classifications and index properties for intact rock*. Tech. Rept. No. Afwl-tr-65-116. Air Force weapons lab. New Mexico.

ISRM (1981). *Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press..

Hoek, E. (1996). *Decisiones Prácticas y Riesgos Aceptables en Ingeniería de Rocas, Curso Teórico-Práctico*. UPTC: Colombia.

Goodman, R. (1985). *Ground water inflows during túnel driving*. Bull. Assoc. Engineering geologist. Vol 2.No.1. Publicado también por Ingeniería Geológica. 2002. Luis I. González V. Prentice Hall. Madrid.

Struckmeir W.F.& Margat J (1995). *Hydrogeological Maps. A Guide and Standard Legend*. IAH. Vol 17, p. 177, Heise, Hannover.

9. ANEXOS

Anexo 1. Cantidades de obra Presa

Anexo 2. Planos Presa

Anexo 3. Infiltraciones en obras subterráneas

Anexo 4. Rendimientos de excavación subterránea

Anexo 5. Cantidades de obra Túneles

Anexo 6. Planos Túneles