

Declaración Jurada

Yo, Patrick Furrer, cedula de identidad nacional de Chile 25.026.304-k, en mi función de Gerente de Proyecto del Peritaje del Proyecto Ituango relacionada a la Resolución 820,

Declaro bajo fé que ni la empresa Pöyry (Chile) Ltda. como perito encargado por Empresas Públicas de Medellín, ni los integrantes del equipo de proyecto han tenido algún tipo de vínculo o subordinación con EPM o el Consorcio de Hidroituango, ni haya participado en etapas previas de estudios y diseños o construcción, interventoría o supervisión de las obras asociadas al proyecto.



Patrick Furrer

RUN: 25.026.304-k

El Grupo ÅF de Estocolmo, Suecia y los Grupos Pöyry de Helsinki, Finlandia, han concluido su fusión en una sola entidad en febrero de 2019. El nuevo Grupo AF-Pöyry fue rebautizado como Grupo AFRY. La nueva marca AFRY es una combinación de las letras de ÅF y Pöyry: AF+RY.

Copyright © Pöyry (Chile) Ltda.

Este documento ha sido preparado por Pöyry (Chile) Ltda. (Pöyry), en base de la información proporcionada por EPM y coleccionada por Pöyry durante las visitas al sitio del proyecto. Las conclusiones y recomendaciones de Pöyry se basan en el mejor criterio e independiente de los expertos involucrados de Pöyry. Pöyry no garantiza la exactitud ni la integridad de la información contenida en este documento y no hay ninguna información en el documento que deba ser considerado en firme o definitivo para las acciones futuras. Toda la información contenida en este documento es de carácter confidencial. Todos los derechos están reservados. Ninguna parte de este documento podrá reproducirse de ninguna forma ni por ningún medio sin la autorización por escrito de Pöyry.

Contacto

La Unidad de Negocios de Energía de Pöyry
Energía Hidroeléctrica, Latin America

Pöyry (Chile) Ltda.
Los Militares 5001, of. 903
Las Condes
Santiago de Chile
Tel. +56 9 5366 3894

E-mail: patrick.furrer@afry.com
www.afry.com



Patrick Furrer
Gerente General
Pöyry (Chile) Ltda.



Dr Roland Schmidt
Director Regional

Contenido

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 | Descripción del Proyecto | 1 |
| 1.2 | Contingencia abril 2018 del proyecto Ituango..... | 3 |
| 1.3 | Encargo de Pöyry..... | 5 |
| 1.4 | Contenido del Informe de Pöyry | 6 |
| 1.5 | Limitaciones del informe | 7 |
| 1.6 | Conclusiones con respecto al abandono del proyecto..... | 8 |
| 1.7 | Matriz de hallazgos..... | 8 |
| 2 | GENERAL | 20 |
| 2.1 | Sismicidad..... | 20 |
| 2.2 | Monitoreo y vigilancia | 22 |
| 2.3 | Gestión de Proyectos y de Construcción..... | 23 |
| 3 | GEOLOGÍA..... | 25 |
| 4 | SITUACIÓN MARGEN DERECHA..... | 27 |
| 4.1 | Captaciones..... | 27 |
| 4.2 | Plazoleta de Compuertas (Unidades N°1-4) | 28 |
| 4.3 | Deslizamiento Romerito..... | 29 |
| 4.4 | Deslizamiento Túneles de Desvío | 31 |
| 4.5 | Capitán incluyendo Sitio 7, Subestación, Base Militar..... | 33 |
| 4.6 | Portales de Túneles de Descargas | 34 |
| 4.7 | Caminos de Accesos | 35 |
| 4.8 | Conducción Superior | 36 |
| 4.9 | Galería de Pozos de Compuertas (N°5-8)..... | 37 |
| 4.10 | Pozos de Presión | 38 |
| 4.11 | Zona Sur perturbada Conducciones (N°5-8)..... | 40 |
| 4.12 | Caverna de transformadores..... | 43 |
| 4.13 | Caverna de máquinas | 44 |
| 4.14 | Almenaras | 46 |
| 4.15 | Túnel de Descarga..... | 48 |
| 4.16 | Túneles de Accesos a las cavernas | 48 |
| 4.17 | Túneles de Desvío..... | 50 |
| 4.18 | GAD | 53 |
| 5 | SITUACIÓN MARGEN IZQUIERDA..... | 57 |

| | | |
|------|--|------------|
| 5.1 | KM 0+900 a 1+200..... | 57 |
| 5.2 | Helipuerto..... | 59 |
| 6 | PRESA..... | 61 |
| 6.1 | Pantalla cemento-bentonita..... | 61 |
| 6.2 | Estabilidad y seguridad estructural de la presa..... | 64 |
| 6.3 | Filtraciones cuerpo..... | 68 |
| 7 | VERTEDERO..... | 71 |
| 7.1 | Compuertas radiales..... | 71 |
| 7.2 | Rápida de Descarga & salto de esquí..... | 72 |
| 7.3 | Cuenco Amortiguador..... | 75 |
| 7.4 | Taludes de cuenco..... | 75 |
| 7.5 | Taludes opuestos al cuenco..... | 76 |
| 8 | EMBALSE..... | 78 |
| 8.1 | General..... | 78 |
| 8.2 | Tenche..... | 81 |
| 8.3 | Chirí..... | 83 |
| 8.4 | Paraíso..... | 84 |
| 8.5 | Caparrosa..... | 84 |
| 8.6 | Puente Pescadero – Playa Negra..... | 85 |
| 8.7 | Sitios inestables en el interior de la zona del reservorio..... | 86 |
| 9 | CAPACIDAD DE DESCARGA..... | 89 |
| 10 | MEDIOAMBIENTE..... | 93 |
| 11 | RESUMEN DE LOS HALLAZGOS MÁS CRÍTICOS..... | 98 |
| 11.1 | Daños en el muro de cemento-bentonita en la parte superior de la presa..... | 98 |
| 11.2 | Daños de la losa del vertedero..... | 99 |
| 11.3 | Taludes en el cuenco amortiguador..... | 100 |
| 11.4 | Zona derrumbada en el estribo derecho..... | 100 |
| 11.5 | Tsunami causado por deslizamientos en el embalse..... | 101 |
| 11.6 | Conclusiones de los hallazgos más críticos..... | 101 |
| 12 | RECOMENDACIONES PARA MITIGAR LOS RIESGOS IDENTIFICADOS..... | 102 |
| 12.1 | Medidas de mitigación de riesgos a corto plazo (<1 año, hasta fines de 2022)..... | 102 |
| 12.2 | Medidas de mitigación de riesgos a mediano plazo (<4 años, hasta fines de 2025)..... | 103 |

| | | |
|------|---|-----|
| 12.3 | Medidas de mitigación de riesgos a largo plazo (<8 años, hasta fines de 2029) | 104 |
| 12.4 | Medidas de mitigación de riesgos permanente | 104 |
| 13 | COMENTARIO FINAL | 106 |

APÉNDICE AL CUERPO DEL INFORME

| | | |
|------------|--|------------|
| A-0 | INTRODUCCION | 109 |
| A-0.1 | Descripción del proyecto..... | 109 |
| A-0.2 | Resumen de la contingencia..... | 109 |
| A-0.3 | Objetivo del estudio | 109 |
| A-0.4 | Alcance y tareas del estudio..... | 109 |
| A-0.5 | Documentos base de estudio | 112 |
| A-0.6 | Equipo de proyecto | 112 |
| A-1 | GEOLOGIA..... | 114 |
| A-1.1 | Antecedentes | 114 |
| A-1.2 | Marco geomorfológico regional..... | 114 |
| A-1.2.1 | Unidades de Relieve | 115 |
| A-1.2.2 | Macro Unidad | 115 |
| A-1.2.3 | Unidades Geomorfológicas..... | 115 |
| A-1.3 | Geología regional del proyecto | 117 |
| A-1.4 | Unidades de rocas a nivel regional | 118 |
| A-1.4.1 | Gneises (Pzmf, Pznl), Esquistos (Pze) y Anfibolitas (Pza) | 118 |
| A-1.4.2 | Rocas Ultra básicas del Cretácico | 118 |
| A-1.4.3 | Rocas Ígneas del Cretácico | 118 |
| A-1.4.4 | Rocas sedimentarias terrígenas del Terciario (Ts)..... | 119 |
| A-1.5 | Unidades de Suelos a Nivel Regional..... | 119 |
| A-1.5.1 | Depósitos no consolidados Cuaternarios | 119 |
| A-1.6 | Marco Tectónico y Estructuras a Nivel Regional..... | 122 |
| A-1.7 | Condiciones geológicas locales del sitio de la presa y de obras anexas..... | 123 |
| A-1.7.1 | Geomorfológico Local del Sitio de Presa | 123 |
| A-1.7.2 | Zonas de Ocurrencia de Fenómenos en Masa Recientes – Zonal del Vaso del Embalse | 133 |
| A-2 | SITUACIÓN MARGEN DERECHA..... | 140 |
| A-2.1 | Situación Geológica Apoyo Derecho..... | 141 |
| A-2.1.1 | Introducción e Interpretación Inicial del Modelo Geológico-Geotécnico y Estructural del Apoyo Derecho | 141 |
| A-2.1.2 | Sector Sur de los Pozos en Presión de Aducción, Volumen Afectado y Conexión con el Deslizamiento Romerito..... | 143 |
| A-2.1.3 | Oquedad de Erosión y Socavación Hidráulica a lo largo de la Parte Superior los Pozos de Presión 1 y 2 . | 145 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| A-2.2 | Obras subterráneas..... | 147 |
| A-2.2.1 | Sistema de Captación y Conducción | 147 |
| A-2.2.2 | Situación en Zona de Cavernas | 159 |
| A-2.2.3 | Situación en Túneles de Descarga | 168 |
| A-2.2.4 | Situación en Túneles de Desvíos..... | 170 |
| A-2.2.5 | Túnel Vial | 179 |
| A-2.3 | Deslizamientos en Superficie | 182 |
| A-2.3.1 | Deslizamiento Romerito | 182 |
| A-2.3.2 | Otros Deslizamientos en Margen Derecha..... | 184 |
| A-2.4 | Análisis y Evaluación Margen Derecha..... | 187 |
| A-3 | SITUACIÓN MARGEN IZQUIERDA..... | 189 |
| A-3.1 | Situación Geológica-Geotécnica | 189 |
| A-3.2 | Deslizamientos Margen Izquierda..... | 197 |
| A-3.2.1 | Deslizamiento del Km 0+900 a Km 1+250..... | 197 |
| A-3.2.2 | Deslizamiento Zona Helipuerto..... | 198 |
| A-3.3 | Efectos de Contingencia..... | 199 |
| A-3.4 | Análisis y Evaluación..... | 199 |
| A-4 | PRESA..... | 200 |
| A-4.1 | Diseño original..... | 200 |
| A-4.2 | Medidas relacionadas con la contingencia..... | 203 |
| A-4.2.1 | Relleno prioritario | 203 |
| A-4.2.2 | Muro corta flujo | 204 |
| A-4.3 | Clasificación de presa y concepto de seguridad..... | 211 |
| A-4.4 | Instrumentación y monitoreo | 212 |
| A-4.4.1 | Instrumentación..... | 212 |
| A-4.4.2 | Filtraciones | 214 |
| A-4.4.3 | Informes de monitoreo y evaluación de seguridad | 217 |
| A-4.5 | Amenaza Sísmica | 218 |
| A-4.5.1 | Introducción..... | 218 |
| A-4.5.2 | Sismos de Diseño | 218 |
| A-4.5.3 | Estudio de amenaza sísmica de 2010..... | 220 |
| A-4.5.4 | Evaluación del estudio sísmico de 2010 | 220 |
| A-4.5.5 | Resultados preliminares y comentarios sobre la actualización del estudio de amenaza sísmica | 222 |
| A-4.5.6 | Estudio de amenaza sísmica de 2021..... | 224 |
| A-4.5.7 | Evaluación del estudio sísmico de 2021 | 224 |
| A-4.6 | Análisis y evaluación..... | 229 |
| A-4.6.1 | Análisis del diseño original de la presa..... | 229 |
| A-4.6.2 | Análisis de la presa con relleno prioritario (2018) | 231 |
| A-4.6.3 | Análisis de la presa con relleno prioritario y muro corta flujo (Integral, 2018) | 231 |
| A-4.6.4 | Análisis del muro de corta flujo (Hatch, 2019) | 232 |

| | | |
|--------------|--|------------|
| A-4.6.5 | Resultados del análisis estáticos y dinámicos (Integral, 2019)..... | 233 |
| A-4.6.6 | Análisis final de la presa, Integral 2021..... | 238 |
| A-4.6.7 | Análisis de presa por Hatch en 2021..... | 247 |
| A-5 | VERTEDERO..... | 252 |
| A-5.1 | Análisis de crecidas..... | 252 |
| A-5.2 | Análisis del diseño..... | 254 |
| A-5.2.1 | Criterios de Diseño..... | 254 |
| A-5.2.2 | Descripción de las estructuras..... | 255 |
| A-5.2.3 | Condiciones límite y criterios de evaluación..... | 257 |
| A-5.2.4 | Resultados del modelamiento y análisis..... | 260 |
| A-5.3 | Riesgo de uso continuo..... | 264 |
| A-5.3.1 | Efecto de la contingencia..... | 264 |
| A-5.3.2 | Inspección de la obra civil..... | 265 |
| A-5.4 | Riesgo de socavación..... | 266 |
| A-5.4.1 | Evaluación de la primera operación..... | 266 |
| A-5.4.2 | Riesgo de socavación y estabilidad de taludes..... | 268 |
| A-5.4.3 | Plan de monitoreo..... | 269 |
| A-5.5 | Estrategia de operación y mantenimiento..... | 270 |
| A-5.6 | Análisis y evaluación..... | 273 |
| A-6 | EMBALSE..... | 275 |
| A-6.1 | Laderas del embalse y aspectos geológicos/geotécnicos..... | 275 |
| A-6.1.1 | Inventario morfológico del tramo inferior del vaso del embalse..... | 279 |
| A-6.1.2 | Indicios de potencial inestabilidad a lo largo del tramo inferior del embalse..... | 282 |
| A-6.1.3 | Amenaza de olas de impacto..... | 285 |
| A-6.1.4 | Comentarios a los estudios del diagnóstico de sitios inestables..... | 288 |
| A-6.2 | Generación de olas en el embalse por deslizamientos..... | 289 |
| A-6.2.1 | Metodología de la cuantificación de amenaza de olas de impacto..... | 290 |
| A-6.2.2 | Análisis preliminar..... | 296 |
| A-6.2.3 | Modelo Hidrodinámico..... | 298 |
| A-6.3 | Taponamientos..... | 303 |
| A-6.3.1 | Alcance de la amenaza..... | 303 |
| A-6.3.2 | Evidencia de taponamientos en la zona del proyecto..... | 305 |
| A-6.3.3 | Cuantificación de la amenaza de taponamiento..... | 309 |
| A-6.4 | Análisis y evaluación..... | 310 |
| A-7 | CAPACIDAD DE DESCARGA..... | 312 |
| A-7.1 | Análisis hidráulico hidrológica..... | 313 |
| A-7.2 | Modificación del diseño de la Descarga Intermedia..... | 320 |
| A-7.3 | Análisis y Evaluación..... | 321 |

| | | |
|--------------|--|-------------------------------------|
| A-8 | MEDIOAMBIENTE..... | 323 |
| A-8.1 | Objetivos..... | 323 |
| A-8.1.1 | Generales..... | 323 |
| A-8.1.2 | Específicos..... | 323 |
| A-8.2 | Aproximación metodológica, consideraciones al análisis de riesgos e impactos ambientales..... | 323 |
| A-8.2.1 | Aproximación metodológica..... | 323 |
| A-8.2.2 | Análisis de riesgos..... | 324 |
| A-8.2.3 | Impactos ambientales de grandes presas..... | 324 |
| A-8.3 | Situación Ex-Ante..... | 325 |
| A-8.3.1 | Riesgos..... | 325 |
| A-8.3.2 | Plan de contingencia..... | 327 |
| A-8.3.3 | Impactos ambientales..... | 328 |
| A-8.4 | Situación Ex-Post-1..... | 329 |
| A-8.4.1 | Riesgos..... | 330 |
| A-8.4.2 | Plan de contingencia..... | 330 |
| A-8.4.3 | Impactos ambientales..... | 332 |
| A-8.5 | Situación Ex-Post-2..... | 333 |
| A-8.5.1 | Riesgos..... | 333 |
| A-8.5.2 | Plan de contingencia..... | 350 |
| A-8.5.3 | Impactos ambientales..... | 352 |
| A-8.6 | Conclusiones..... | 360 |
| A-8.6.1 | Documentación revisada y otros..... | Error! Bookmark not defined. |
| A-8.6.2 | Riesgos..... | Error! Bookmark not defined. |
| A-8.6.3 | Plan de contingencia..... | Error! Bookmark not defined. |
| A-8.6.4 | Impactos ambientales y sociales..... | Error! Bookmark not defined. |
| A-9 | ANEXOS AL INFORME..... | 364 |

| | |
|---------|--|
| Anexo A | Referencias, Bibliografía |
| Anexo B | Tablas de plan de contingencia y análisis de riesgos de fases anteriores (Ex-Ante y Ex-Post-1) |

Lista de Figuras:

| | |
|---|-----------|
| <i>Figura 1-1: Esquema general de las obras subterráneas y la presa.....</i> | <i>2</i> |
| <i>Figura 1-2: Niveles del embalse medidos durante la contingencia (Integral, 2019k).....</i> | <i>5</i> |
| <i>Figura 2-1: Centro de control actualizado (fotos tomados en septiembre 2021).....</i> | <i>23</i> |
| <i>Figura 4-1: Propuesta de estructura exoesqueleto de Integral para las captaciones.....</i> | <i>28</i> |
| <i>Figura 4-2: Vista panorámica del deslizamiento Romerito.....</i> | <i>29</i> |
| <i>Figura 4-3: Volumen de roca perturbado en zona sur y su conexión con el sector Romerito.....</i> | <i>30</i> |
| <i>Figura 4-4: Vista del deslizamiento ocurrido sobre los portales de túneles de desvío, el 16 de mayo de 2018, correspondiente al 2° pulso o evento de este colapso.....</i> | <i>32</i> |

| | |
|---|-----|
| Figura 4-5: Vista de este deslizamiento (octubre 2021); se indican niveles de suelo y rocas de distinta calidad geotécnica | 32 |
| Figura 4-6: Vista del inicio de los trabajos de dragado con una potente excavadora del lecho o cauce del río Cauca, frente y aguas debajo de los portales de los Túneles de Descarga | 35 |
| Figura 4-7: Esquema para la instalación de taponos mecánicos, los que se instalan por medio de un sistema de rieles de corredera, que se instala previamente (EPM, 2020a) | 36 |
| Figura 4-8: Vista de las grietas abiertas de la zona del Portal de Entrada de la Cámara de Compuertas de los pozos de Aducción, y una de las grietas del piso de dicha cámara | 37 |
| Figura 4-9: Avance y Limpieza de Sedimentos de los Pozos en Presión 1 y 2 | 39 |
| Figura 4-10: Vistas del volumen de macizo rocoso de la zona sur, afectado por la contingencia (en naranja), esto es descomprimido, con huecos e inestable, incluyendo su ápice superior de conexión con el deslizamiento Romerito | 41 |
| Figura 4-11: Zonas definidas para los Trabajos de Recuperación de la roca afectado en la Zona Sur | 42 |
| Figura 4-12: Daños en el sistema de fortificación en la zona sur de la caverna de transformadores | 43 |
| Figura 4-13: Vista de los daños en la Caverna de Máquinas | 45 |
| Figura 4-14: Estabilización del pilar socavado mediante tensores (izquierda) y reconstrucción del pilar (derecha) | 46 |
| Figura 4-15: Vista de la Almenara Norte (Izq.) y del colapso en el pique de ventilación (Der.) | 47 |
| Figura 4-16: Esquema de los dos Colapsos en el Túnel de Acceso a la Caverna de Máquinas | 49 |
| Figura 4-17: Esquema para el cierre definitivo del Túnel de Desvío Derecho | 51 |
| Figura 4-18: Metodología para construcción Pretapón 2 | 52 |
| Figura 4-19: Embudo con conexión con la superficie, que afectó a la Galería o Túnel GAD, en las progresivas 0+545,25 y 0+613,35 | 53 |
| Figura 4-20: Bypass directo sobre las compuertas de la GAD | 54 |
| Figura 4-21: Bypass hacia la Descarga Intermedia que permitirá el cierre de las válvulas del bypass directo y el término del flujo en la descarga 4 | 55 |
| Figura 4-22: Taponos definitivos por ejecutar en la zona de la GAD | 55 |
| Figura 5-1: Vista del sector del Deslizamiento entre los Km 0+900 y Km 1+200. Se indica el sector inferior con los anclajes fallados | 57 |
| Figura 5-2: Vista de los anclajes fallados del sector inferior del deslizamiento del Km 0+900 a Km 1+200 | 58 |
| Figura 5-3: Daños en el sector que dan cuenta de las deformaciones que ha tenido esta ladera | 58 |
| Figura 5-4: Fotografía del sector Helipuerto Villaluz y los trabajos ejecutados | 60 |
| Figura 7-1: Situación del vertedero Oroville, al comienzo y al final del incidente en 2017 | 73 |
| Figura 8-1: Ubicaciones de sitios inestables discutidos en informes de 1981, 2007, 2016 y de las inspecciones recientes | 79 |
| Figura 8-2: Resultados de monitoreo INSAR y ubicación de sitios discutidos | 80 |
| Figura 8-3: Paleo-derrumbe Tenche. Movimientos locales a lo largo de la vía | 82 |
| Figura 8-4: Sitio inestable Chiri, indicios de movimientos superficiales activos y cicaterices de antiguos desprendimientos | 83 |
| Figura 8-5: Sitio inestable Caparrosa. Reactivación local en material del paleo-derrumbe | 85 |
| Figura 8-6: Escarpe en la cabeza del sitio Playa Negra | 86 |
| Figura 8-7: Vista de sitios menores desde el helicóptero | 87 |
| Figura 8-8: Sitio 18, según la numeración definido en los informes de monitoreo de EPM | 87 |
| Figura 8-9: Sitio 25, según la numeración definido en los informes de monitoreo de EPM | 88 |
| Figura 9-1: Posible arreglo de una descarga intermedia independiente – Vista planta | 91 |
| Figura 9-2: Posible arreglo de una descarga intermedia independiente – Sección longitudinal | 91 |
| Figura 10-1: Mapa de inundación (profundidad) después de una rotura de presa (Integral). Centros poblados importantes ubicados en la zona de influencia extendida, la cual llega desde Nechí hasta Magangué aproximadamente, están indicados en la siguiente figura | 96 |
| Figura 10-2: Centros poblados importantes en la zona de influencia extendida hacia la confluencia con el río Magdalena; estos poblados son potencialmente afectados por inundación en caso de una rotura de la presa de la CH Ituango | 97 |
| Figura 13-1: Expresión geomorfológica de la Falla Sabanalarga | 117 |
| Figura 13-2: Corte geológico esquemático (Zeil, 1986) | 119 |
| Figura 13-3: Mapa Geológico Regional de la Zona del Proyecto (INGEOMINAS, 2007). Las rocas de la zona de presa, corresponden a los Gneises Cuarzo-feldespáticos (Pzmf) y aluminicos (Pznl), del Cámbrico | 120 |
| Figura 13-4: Leyenda del Plano Geológico Regional de la Figura 13-3 | 121 |

| | |
|--|------------|
| <i>Figura 13-5: Plano Geológico de la Zona de Presa, a escala 1:3.333 (Integral, 2011a).....</i> | <i>125</i> |
| <i>Figura 13-6: Aspectos del gneiss en el sitio de la presa, con sectores donde se aprecia una foliación más esquistosa que gnéssica, tal como se ha apreciado en los cortes para soporte del deslizamiento Romerito.....</i> | <i>125</i> |
| <i>Figura 13-7: Foliación del gneis típica con grano fino a medio con 25º de foliación</i> | <i>126</i> |
| <i>Figura 13-8: Estereogramas de las discontinuidades en el sitio de la presa (datos Integral). El eje de la presa se dirige aproximadamente N107ºE</i> | <i>126</i> |
| <i>Figura 13-9: Afloramiento de roca IIB en la orilla del río. Nótese la expresión de la foliación.....</i> | <i>128</i> |
| <i>Figura 13-10: Afloramiento típico de roca IIA en las laderas. Rocas muy meteorizadas y moderadamente duras a blandas, con un porcentaje de suelo entre discontinuidades variable entre 10% y 50%. Se rompe con las manos.....</i> | <i>129</i> |
| <i>Figura 13-11: Derrumbe en ladera derecha cerca y por encima de los portales de los túneles de desvío. Importante desarrollo de las juntas longitudinales sub verticales (Fecha 16.5.18, fuente: EPM), que facilitan la caída de cuñas y fallas planas.....</i> | <i>132</i> |
| <i>Figura 13-12: Derrumbe reciente en ladera izquierda y antiguo derrumbe en ladera derecha, aguas arriba del sitio de presa; fotos tomadas desde un helicóptero. Corresponden a deslizamientos activos, a partir de estos deslizamiento primigenios, se ha visto desarrollarse y hacerse más grandes con respecto a su inicio.</i> | <i>134</i> |
| <i>Figura 13-13: Derrumbe por encima de los pozos de compuertas y de la captación (Deslizamiento Romerito, izquierda), deformación de cerchas de acero en el Túnel Vial, las que tuvieron que ser reemplazadas y/o reforzadas (derecha).....</i> | <i>135</i> |
| <i>Figura 13-14: Vista de las grietas abiertas de la zona del Portal de Entrada de la Cámara de Compuertas de los pozos de Aducción, y una de las grietas del piso de dicha cámara.</i> | <i>136</i> |
| <i>Figura 13-15: Desprendimiento de cuñas en planos de la foliación cerca del vertedero.....</i> | <i>137</i> |
| <i>Figura 13-16: Hidrógrafo de las filtraciones en el espaldón de la presa (Ingetec)</i> | <i>138</i> |
| <i>Figura 13-17: Sitios Romerito y Capitán, imagen del año 2020.</i> | <i>140</i> |
| <i>Figura 13-18: Levantamiento de grietas, realizado por ONU/SDC (2018).....</i> | <i>143</i> |
| <i>Figura 13-19: Fisuras de tracción en la ladera por encima de la plataforma de compuertas (izquierdo), posibles Fisuras de tracción en pozo de compuertas (derecho)</i> | <i>144</i> |
| <i>Figura 13-20: Ladera derecha, vista 3D y sección hipotética del volumen de roca deteriorada (Integral).....</i> | <i>144</i> |
| <i>Figura 13-21: Oquedad de Erosión y Socavación Hidráulica a lo largo de los Pozos de Presión 1 y 2 (EPM).....</i> | <i>145</i> |
| <i>Figura 13-22: Estereogramas de las Planos de Discontinuidades de los Pozos 1 y 2 (Integral)</i> | <i>147</i> |
| <i>Figura 13-23: Perfil longitudinal de la captación, conducción y pozo de presión hasta la caverna de máquinas (plano D-PHI-050-CND-GE-C-020) (Integral, 2020a)</i> | <i>148</i> |
| <i>Figura 13-24: Vista de la cavidad entre los Pozos de Conducción 1 y 2 (EPM)</i> | <i>150</i> |
| <i>Figura 13-25: Visualización de la información de los sondajes en la zona sur perturbada.....</i> | <i>151</i> |
| <i>Figura 13-26: Vista de las grietas abiertas de la zona del Portal de Entrada de la Cámara de Compuertas de los pozos de Aducción, y una de las grietas del piso de dicha cámara</i> | <i>152</i> |
| <i>Figura 13-27: Esquema para la instalación de tapones mecánicos, los que se instalan por medio de un sistema de rieles de corredera, que se instala previamente (EPM, 2020a).....</i> | <i>153</i> |
| <i>Figura 13-28: Avance y Limpieza de Sedimentos de los Pozos en Presión 1 y 2.....</i> | <i>155</i> |
| <i>Figura 13-29: Vistas del volumen de macizo rocoso de la zona sur, afectado por la contingencia, esto es descomprimido, con huecos e inestable, incluyendo su ápice superior de conexión con el deslizamiento Romerito</i> | <i>156</i> |
| <i>Figura 13-30: Resumen de consumos y volúmenes inyectados y totales estimados a inyectar.....</i> | <i>157</i> |
| <i>Figura 13-31: Zonas definidas para los Trabajos de Recuperación de la roca afectado en la Zona Sur</i> | <i>158</i> |
| <i>Figura 13-32: Corte que muestra, de aguas arriba hacia aguas abajo, el diseño de la conexión entre las Cavernas de Transformadores (izq.), de Máquinas (centro) y de Almenaras (Der.).</i> | <i>160</i> |
| <i>Figura 13-33: Disposición geométrica de las Cavernas de Transformadores, de Máquinas y de Almenaras, y de las galerías de construcción y de acceso complementarias, además de la Falla Mellizo y sus ramales.</i> | <i>160</i> |
| <i>Figura 13-34: Esquema de los dos Colapsos en el Túnel de Acceso a la Caverna de Máquinas.....</i> | <i>161</i> |
| <i>Figura 13-35: Vista de los daños en la Caverna de Máquinas</i> | <i>162</i> |
| <i>Figura 13-36: Vista de la Almenara Norte(Izq.) y del colapso en el pique de ventilación (Der.).</i> | <i>163</i> |
| <i>Figura 13-37: Daños en el equipamiento eléctrico (Izq.) y en la fortificación de la bóveda del lado sur de la caverna de transformadores (Der.).</i> | <i>164</i> |
| <i>Figura 13-38: Esquema indicando el estado de las distintas zonas del área de cavernas y conducciones</i> | <i>165</i> |
| <i>Figura 13-39: Tensores para asegurar la estabilidad del pilar remanente Almenara Norte-Caverna de Máquinas.....</i> | <i>166</i> |
| <i>Figura 13-40: Esquema de reconstrucción del Pilar entre ambas Cavernas</i> | <i>167</i> |

| | |
|--|-----|
| <i>Figura 13-41: Estaciones de Monitoreo instaladas en el Complejo de Cavernas</i> | 168 |
| <i>Figura 13-42: Planta de Disposición Geométrica de los Túneles de Descarga y accesos (Plano D-PHI-073-TDS-TA-C-010) (Integral, 2017c)</i> | 169 |
| <i>Figura 13-43: Vista salida de Túneles de Descarga 1, 2, 3 y 4. además de la plazoleta del portal de entrada del Túnel de Acceso a Caverna de Máquinas</i> | 169 |
| <i>Figura 13-44: Planta donde se presenta el trazado del esquema de construcción de la Galería de Auxiliar de Desvío (GAD), además del trazado de los Túneles de Desvío Izquierdo y Derecho.</i> | 171 |
| <i>Figura 13-45: Embudo con conexión con la superficie, que afectó a la Galería o Túnel GAD, en las progresivas 0+545,25 y 0+613,35 (longitud total = 68,10 m)</i> | 172 |
| <i>Figura 13-46: La inspección subacuática robotizada permitió apreciar la primera parte del túnel GAD, post derrumbe definitivo, no derrumbada hasta el Km 0+507 (primeros 84 m)</i> | 173 |
| <i>Figura 13-47: Bypass directo sobre las compuertas de la GAD.</i> | 175 |
| <i>Figura 13-48: Bypass hacia la Descarga Intermedia que permitirá el cierre de las válvulas del bypass directo y el término del flujo en la descarga 4.</i> | 175 |
| <i>Figura 13-49: Tapones definitivos por ejecutar en la zona de la GAD.</i> | 176 |
| <i>Figura 13-50: Esquema para el cierre definitivo del Túnel de Desvío Derecho</i> | 177 |
| <i>Figura 13-51: Metodología para construcción Pretapón 2.</i> | 178 |
| <i>Figura 13-52: Modelo físico a escala realizado por la Universidad de Utah.</i> | 179 |
| <i>Figura 13-53: Ubicación del Túnel Vial.</i> | 180 |
| <i>Figura 13-54: Sector con marcos metálicos deformados, en el Km 0+215 del Túnel Vial.</i> | 181 |
| <i>Figura 13-55: Vista del deslizamiento Romerito, después de ubicado sobre la plazoleta de compuertas.</i> | 183 |
| <i>Figura 13-56: Vista panorámica del deslizamiento Romerito</i> | 183 |
| <i>Figura 13-57: Vista de detalle del deslizamiento Romerito, a la elevación en que iba su reparación durante la Visita N° 4 (julio de 2019).</i> | 184 |
| <i>Figura 13-58: Vista del embudo o cráter de subsidencia originado por el colapso final de la GAD, el 30 de abril de 2018. Las flecha indica la transición de suelo a roca.</i> | 185 |
| <i>Figura 13-59: Vista del deslizamiento ocurrido sobre los portales de túneles de desvío, el 16 de mayo de 2018, correspondiente al 2° pulso o evento de este colapso.</i> | 186 |
| <i>Figura 13-60: Vista de la S/E de Ituango, amagada por inestabilidades puntuales y en reparación</i> | 186 |
| <i>Figura 13-61: Calidad de roca en la parte superior del estribo izquierdo de la presa</i> | 189 |
| <i>Figura 13-62: Registro geológico de la fundación del núcleo en el estribo izquierdo.</i> | 190 |
| <i>Figura 13-63: Corte geológico en fondo del núcleo de la presa</i> | 190 |
| <i>Figura 13-64: Representación en planta de los tipos de terreno excavados en la GID-380 y su acceso.</i> | 191 |
| <i>Figura 13-65: Zona de cizalle 20°-40°/110°-150°, en la cota 340 msnm (Foto Integral). La parte basal de este corte presenta rocas de buena calidad geotécnica (IIB)</i> | 191 |
| <i>Figura 13-66: Aspecto de la roca en fundación del núcleo en el estribo izquierdo por encima de la cota 418 msnm de mala calidad geotécnica, Marzo 2019.</i> | 192 |
| <i>Figura 13-67: Roca de buena calidad geotécnica (IIB) en el Ex-Túnel Vial izquierdo (Galerías 311-313), inspeccionada durante la visita de septiembre de 2021</i> | 192 |
| <i>Figura 13-68: Esquema de la pantalla cortaflujo en el estribo izquierdo (pilotes secantes)</i> | 193 |
| <i>Figura 13-69: Inyecciones en los sondeos de control en la pantalla auxiliar del diafragma (EPM, 2019)</i> | 194 |
| <i>Figura 13-70: Diagrama de polos de diaclasas (Integral, izquierdo), Diagrama de polos de foliación (derecho)</i> | 195 |
| <i>Figura 13-71: Estereograma las familias o sistemas preferenciales/predominantes de planos de discontinuidades mapeadas en la fundación del núcleo.</i> | 195 |
| <i>Figura 13-72: Proyección de las discontinuidades en la parte superior del estribo izquierdo.</i> | 197 |
| <i>Figura 13-73: Ubicación y geometría superficial de la zona inestable 0+900.</i> | 198 |
| <i>Figura 13-74: Fotografía del sector Helipuerto Villaluz y los trabajos ejecutados</i> | 199 |
| <i>Figura 13-75: Sección típica de la presa con fecha marzo 2010(Integral, 2018b).</i> | 201 |
| <i>Figura 13-76: Cortina de inyecciones con fecha marzo 2010(Integral, 2018b).</i> | 203 |
| <i>Figura 13-77: Cortina de drenaje con fecha marzo 2010(Integral, 2018b).</i> | 203 |
| <i>Figura 13-78: Sección transversal de la sección superior de la presa con zonificación(Integral, 2018c)</i> | 204 |
| <i>Figura 13-79: Detalle de la parte superior modificada con un muro pantalla (1 m de espesor) (Integral, 2018b; 2018d)</i> | 205 |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 13-80: Detalle de la parte superior modificada de la presa cerca de los estribos con diseño ajustado con 3 muros pantalla e inyectado entre ellos, formando un elemento de sellado de 5 m de espesor (Integral, 2018b; 2018d).....</i> | <i>206</i> |
| <i>Figura 13-81: Cucharón de almeja (Clam shell) recuperada en panel 55 (25 de enero, 2019) (Ingetec-Sedic S.A., 2019e)</i> | <i>207</i> |
| <i>Figura 13-82: Desviación en el panel 158 en una profundidad de 33 m (Ingetec-Sedic S.A., 2019e).....</i> | <i>208</i> |
| <i>Figura 13-83: Evolución de filtraciones durante la construcción de la pantalla de corta flujo (Ingetec-Sedic S.A., 2019e).....</i> | <i>210</i> |
| <i>Figura 13-84: Planta general con la ubicación de la instrumentación de monitoreo de la presa (con leyenda)(Integral, 2019d).....</i> | <i>213</i> |
| <i>Figura 13-85: Extensómetros magnéticos (azul) y de cuerda vibrante (verde) instalado debido a la contingencia (planta y sección) (Integral, 2019e).....</i> | <i>214</i> |
| <i>Figura 13-86: Instalación de un colector de filtración y tuberías conectadas para conducir los caudales que pasan a través del relleno prioritario a las cámaras de recolección (Ingetec-Sedic S.A., 2019e).....</i> | <i>215</i> |
| <i>Figura 13-87 Filtraciones del espaldón de aguas abajo de la presa, elevación aprox. 380 msnm, antes de la construcción del muro corta flujo, que para entonces totalizaban del orden de 30 l/s o más (Pöyry, 2019a).....</i> | <i>215</i> |
| <i>Figura 13-88: Medición de caudal de filtración pasando por la presa en la sección del muro corta flujo.....</i> | <i>215</i> |
| <i>Figura 13-89: Medición de filtraciones por el lleno prioritario (Integral, 2019f).....</i> | <i>216</i> |
| <i>Figura 13-90: Hidrógrafos Cota del Embalse y Filtraciones en el espaldón aguas abajo.....</i> | <i>216</i> |
| <i>Figura 13-91: Visualización de resultados de las mediciones de Willowstick.....</i> | <i>217</i> |
| <i>Figura 13-92: Espectros escalados al UHS para un Período de retorno de $T_r = 10.000$ años.....</i> | <i>228</i> |
| <i>Figura 13-93: Ejemplo de registro de aceleración con coincidencia de espectro.....</i> | <i>228</i> |
| <i>Figura 13-94: Modelo 3D de la presa Ituango incluyendo la cimentación (Integral, 2017a; 2018b).....</i> | <i>231</i> |
| <i>Figura 13-95: Detalle del modelo numérico de la presa con el relleno prioritario (Integral, 2018b; 2018d).....</i> | <i>232</i> |
| <i>Figura 13-96: Asentamiento relativo del cuerpo de la presa en varias elevaciones debido a la construcción de la presa desde 418 msnm hasta 435 msnm; diferente escala de tiempo en la imagen de la izquierda y la derecha (Integral, 2019a).....</i> | <i>235</i> |
| <i>Figura 13-97: Deformaciones máximas cerca de la cresta de la presa, calculado por el modelo 3D considerando el SEE (Integral, 2019a).....</i> | <i>238</i> |
| <i>Figura 13-98: Distribución de distintas clases de roca en la fundación de la presa, introducidas en el modelo Midas de la Asesoría.....</i> | <i>241</i> |
| <i>Figura 13-99: Superficies de deslizamiento crítico idealizadas que deben considerarse en la evaluación de la seguridad de la presa.....</i> | <i>245</i> |
| <i>Figura 13-100: Aspectos del diseño que requieren evaluación.....</i> | <i>251</i> |
| <i>Figura 13-101: Vertedero.....</i> | <i>255</i> |
| <i>Figura 13-102: Vista general del sistema de descarga.....</i> | <i>256</i> |
| <i>Figura 13-103: Experiencia de daños por cavitación en aliviaderos (Falvey, Predicting cavitation in tunnel spillways, 1982).....</i> | <i>259</i> |
| <i>Figura 13-104: Diferencia de nivel en el embalse entre el modelo físico reducido y el modelo matemático ($Q=22.137 \text{ m}^3/\text{s}$).....</i> | <i>260</i> |
| <i>Figura 13-105: Niveles de agua en el vertedero con la compuerta abierta al 100% en los ejes A, B, C y D, siendo el eje A el de la compuerta de la margen derecha y el eje D la compuerta más próxima al cuerpo de la presa.....</i> | <i>261</i> |
| <i>Figura 13-106: Capacidad máxima vertedero 100% en contacto con borde inferior de compuertas con nivel de agua (superior $Q=17.000 \text{ m}^3/\text{s}$).....</i> | <i>261</i> |
| <i>Figura 13-107: Capacidad máxima vertedero 100% en contacto con borde inferior de compuertas con nivel de agua sin borde libre comenzando overtopping ($Q= 18.500 \text{ m}^3/\text{s}$).....</i> | <i>262</i> |
| <i>Figura 13-108: Modelamiento CFD, $Q = 22.137 \text{ m}^3/\text{s}$ – descarga libre.....</i> | <i>262</i> |
| <i>Figura 13-109: Tramo de evaluación de daños (perfil hidráulico).....</i> | <i>263</i> |
| <i>Figura 13-110: Índice de cavitación, número de Froude y velocidad en canal de descarga derecho.....</i> | <i>263</i> |
| <i>Figura 13-111: Índice de cavitación, número de Froude y velocidad en canal de descarga izquierdo.....</i> | <i>264</i> |
| <i>Figura 13-112: Vista en planta del vertedero con patrón de fisuración (plano ACAD-PHI-ESQ-042-0190-R15-Model)....</i> | <i>265</i> |
| <i>Figura 13-113: Grietas de retracción, erosión por desgaste de hormigón (izquierdo), (Integral presentación vertedero).....</i> | <i>266</i> |
| <i>Figura 13-114: Vista al cuenco amortiguador en mayo 2018 antes del destaponamiento del TDD (izquierdo) y en diciembre 2018 después de la primera operación del vertedero (derecho), (fuente presentación Integral).....</i> | <i>267</i> |
| <i>Figura 13-115: Trayectoria calculada para el chorro del vertedero (Presentación Integral en terreno).....</i> | <i>268</i> |

| | |
|---|-----|
| <i>Figura 13-116: Opciones de mantenimiento para el vertedero (presentación Integral en obra septiembre 2019)</i> | 270 |
| <i>Figura 13-117: Bloqueo del vertedero en la presa Palagnedra, Suiza durante una crecida con arrastre de una alta cantidad de troncos, acaecida 1978</i> | 273 |
| <i>Figura 13-118: Ubicaciones de los 11 sitios inicialmente identificados (2007).....</i> | 277 |
| <i>Figura 13-119: Ubicación de 21 sitios inestables y zonificación de probabilidad de falla (2013)</i> | 277 |
| <i>Figura 13-120: Plano sinóptico de ubicación de sitios inestables y de monitoreo actual a lo largo del reservorio.....</i> | 278 |
| <i>Figura 13-121: Mapa de zonificación morfológica a lo largo del reservorio (Integral)</i> | 278 |
| <i>Figura 13-122: Mapa de unidades geomorfológicos (Integral, 2020c)</i> | 279 |
| <i>Figura 13-123: Mapa de Geomorfología y Procesos Morfodinámicos (Integral, 2011b)</i> | 280 |
| <i>Figura 13-124: Deslizamientos identificados por Woodward Clyde (1981).....</i> | 280 |
| <i>Figura 13-125: Modelo topográfico del tramo del Río Cauca entre el Río San Andrés (en izquierda) y el sitio de la presa (en la derecha).....</i> | 281 |
| <i>Figura 13-126: Modelo topográfico del tramo del Río Cauca aguas abajo del Río San Andrés, escala de altura exagerada</i> | 281 |
| <i>Figura 13-127: Imagen satelital Google con líneas de nivel y ubicación de perfiles</i> | 283 |
| <i>Figura 13-128: Secciones transversales de los distintos sitios de deslizamientos antiguos detectados en la zona de la Presa y Vaso del Embalse Ituango</i> | 285 |
| <i>Figura 13-129: Elementos morfológicos a lo largo del sector inferior del reservorio.....</i> | 286 |
| <i>Figura 13-130: Cortes por los derrumbes de Guásimo y de Caparrosa, indicando la trayectoria de la masa movida</i> | 292 |
| <i>Figura 13-131: Cortes de los derrumbes potenciales Puente Pescadero y Paradiso con la trayectoria correspondiente al volumen y la configuración de la masa movida.....</i> | 294 |
| <i>Figura 13-132: Sección Palmar con deslizamiento hipotético</i> | 294 |
| <i>Figura 13-133: Sección Alto del Chiri con deslizamiento hipotético</i> | 295 |
| <i>Figura 13-134: Modelo idealizado de generación y propagación de la onda</i> | 296 |
| <i>Figura 13-135: Modelo compuesto de propagación de la onda</i> | 297 |
| <i>Figura 13-136: Vista general de la ubicación de los deslizamientos potenciales.....</i> | 299 |
| <i>Figura 13-137: Vista general del dominio espacial.....</i> | 301 |
| <i>Figura 13-138: Malla computacional en el sitio de la presa.....</i> | 301 |
| <i>Figura 13-139: Caudal de desbordamiento en la presa y vertedero para los tres escenarios.....</i> | 302 |
| <i>Figura 13-140: Erosión del taponamiento La Josefina</i> | 304 |
| <i>Figura 13-141: Residuo del taponamiento Lichar Gah en el Indus.....</i> | 304 |
| <i>Figura 13-142: Ataguía dañada y obra inundada de la presa Caracoles.....</i> | 305 |
| <i>Figura 13-143: Indicios morfológicos de taponamientos (círculos rojos) en el valle del Río Cauca.....</i> | 307 |
| <i>Figura 13-144: Perfil del lecho del Río Cauca en el fondo del reservorio Ituango</i> | 308 |
| <i>Figura 13-145: Deslizamiento Guasimo, plano topográfico, imagen Google</i> | 308 |
| <i>Figura 13-146: Derrumbe Guasimo, perfil con indicación de Fahrböschung</i> | 309 |
| <i>Figura 13-147: Caudal máximo liberado por la rotura de una presa. Relación empírica (Costa, 1985).</i> | 310 |
| <i>Figura 13-148: Caudales medios mensuales con probabilidad de excedencia 10, 25, 50, 75 y 90% junto con los máximos y mínimos para el periodo 1984-2014</i> | 314 |
| <i>Figura 13-149: Curva de duración para el periodo 1984-2014 del río Cauca en el sitio de la presa</i> | 315 |
| <i>Figura 13-150: Número de días que tomaría bajar el nivel del embalse 30 m desde el nivel máximo operación (420 msnm) hasta el mínimo de operación (390 msnm) para distintos caudales totales de descarga (turbinas + túnel de descarga intermedio) y caudales afluentes.....</i> | 316 |
| <i>Figura 13-151: Número de días que tomaría bajar el nivel del embalse desde el nivel máximo de operación (420 msnm) hasta el mínimo de captación (350 msnm), 70 m en total, para distintos caudales de descarga y caudales afluentes.....</i> | 317 |
| <i>Figura 13-152: Caudales diarios del río Cauca en el sitio de la presa desde 1984 hasta 2014 que representan el caudal afluente junto con el caudal excedente que es la diferencia entre la capacidad de descarga de la presa y el caudal afluente a ella.....</i> | 319 |
| <i>Figura 13-153. Porcentaje de años en que la capacidad de descarga del embalse es mayor que el caudal afluente (se puede mantener el nivel del embalse) por un mínimo de 60, 90 y 120 días consecutivos para distintas capacidades de descarga.....</i> | 319 |
| <i>Figura 13-154: Vista en perfil del sistema de derivación que conecta el túnel de conducción superior con el túnel de descarga intermedio</i> | 321 |

| | |
|--|-----|
| <i>Figura 13-155: Vista en planta del sistema de derivación que conecta el túnel de conducción superior con el túnel de descarga intermedio</i> | 321 |
| <i>Figura 13-156: División en tramos del río Cauca, entre el sitio de presa y el municipio de Nechí (Integral, 2017b), válido para el escenario Ex-Ante</i> | 329 |
| <i>Figura 13-157: Zona de afectación potencial, y tramos de análisis del río Cauca y La Mojana, aguas abajo de la presa, para mancha de inundación para vertimiento de 263.000 m³/s</i> | 401 |
| <i>Figura 13-158: Proyección de la mancha de inundación del vertido de 6.000 m³/s, del 12 de mayo de 2018. Escenario Ex-Post-2</i> | 402 |

Lista de Tablas:

| | |
|--|-----|
| <i>Tabla 1-1: Resumen de características del proyecto Ituango</i> | 3 |
| <i>Tabla 1-2: Matriz de hallazgos identificados</i> | 10 |
| <i>Tabla 13-1: Resumen del alcance y las tareas del estudio</i> | 110 |
| <i>Tabla 13-2: Equipo de proyecto</i> | 113 |
| <i>Tabla 13-3: Fallas principales del vaso del Embalse Ituango</i> | 122 |
| <i>Tabla 13-4: Filtraciones del Espaldón de Aguas debajo de la Presa Ituango (18 y 19-agosto de 2020)</i> | 139 |
| <i>Tabla 13-5: Avance en los Tratamientos de los Accesos a Caverna de Máquinas</i> | 166 |
| <i>Tabla 13-6: Listado de discontinuidades indicadas en el mapa geológico y registradas en la fundación</i> | 196 |
| <i>Tabla 13-7: Características principales y diseño de la presa de Ituango con núcleo de tierra de relleno de roca (ECRD)</i> . | 201 |
| <i>Tabla 13-8: Características generales de las zonas de la presa</i> | 202 |
| <i>Tabla 13-9: Resultados de ensayos de lechada cemento bentonita con 88 muestras después de 28 días (Integral, 2018b)</i> | 209 |
| <i>Tabla 13-10: Instrumentación de la presa (Integral, 2019d)</i> | 212 |
| <i>Tabla 13-11: Aceleración máxima en tierra de la componente horizontal de los terremotos con diferentes períodos de retorno (Integral, 2019f)</i> | 220 |
| <i>Tabla 13-12: Estaciones limnigráficas utilizadas en el estudio hidrológico</i> | 252 |
| <i>Tabla 13-13: Estaciones y períodos para estimar las crecientes máximas</i> | 253 |
| <i>Tabla 13-14: Caudales o Crecientes de diseño</i> | 254 |
| <i>Tabla 13-15: Caudales específicos en los canales de descarga en función de las crecidas</i> | 257 |
| <i>Tabla 13-16: Criterios para evitar daños debido a cavitación (Falvey, 1983)</i> | 259 |
| <i>Tabla 13-17: Factor de excedencia para sobrepasar los límites de los caudales permisibles en los canales del vertedero por mes en los 31 años de registro hidrológico.</i> | 271 |
| <i>Tabla 13-18: Factores de excedencia para el Canal de Derecho y el Canal Izquierdo</i> | 272 |
| <i>Tabla 13-19: Resumen de grandes deslizamientos existentes y potenciales en la zona de proyecto</i> | 293 |
| <i>Tabla 13-20: Velocidad máxima de impacto de los deslizamientos</i> | 295 |
| <i>Tabla 13-21: Parámetros generación de la onda</i> | 297 |
| <i>Tabla 13-22: Parámetros de propagación de la onda</i> | 297 |
| <i>Tabla 13-23: Resumen de los cálculos altura de la ola al llegar a la presa y altura run-up en la presa</i> | 298 |
| <i>Tabla 13-24: Parámetros clave de los deslizamientos potenciales</i> | 300 |
| <i>Tabla 13-25: Resumen de los resultados principales de la modelación hidrodinámica</i> | 303 |
| <i>Tabla 13-26: Formaciones lacustres en la Cuenca de Santa Fe (Woodward-Clyde Consultants, 1981)</i> | 306 |
| <i>Tabla 13-27: Estructuras involucradas en cada tramo de descenso de nivel</i> | 312 |
| <i>Tabla 13-28: Resumen principales resultados</i> | 318 |
| <i>Tabla 13-29: Síntesis panorámica de avances de trabajos de rehabilitación y recuperación, en el periodo 05.2019-11.2020, en diferentes obras y partes del proyecto, afectadas por la contingencia en 2018</i> | 334 |
| <i>Tabla 13-30: Matriz de evaluación de riesgos del proyecto, para el periodo 05.2019 – 11.2020, Escenario Ex-Post-2</i> | 340 |
| <i>Tabla 13-31: Identificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2</i> | 354 |
| <i>Tabla 13-32: Identificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2</i> | 354 |
| <i>Tabla 13-33: Evaluación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2</i> | 357 |

| | |
|--|-----|
| <i>Tabla 13-34: Justificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2</i> | 358 |
| <i>Tabla 13-35: Evaluación de riesgos del proyecto – Escenario Ex-Ante</i> | 371 |
| <i>Tabla 13-36: Plan de contingencia para los peligros (amenazas) y riesgos asociados con las contingencias de abril y mayo de 2018, Escenario Ex-Ante</i> | 376 |
| <i>Tabla 13-37: Delimitación de tramos del río Cauca, entre el sitio de presa y el municipio de Nechí</i> | 380 |
| <i>Tabla 13-38: Identificación de los impactos ambientales, por medio, componente y elemento, entre el sitio de presa y Nechí. Escenario Ex-Ante</i> | 380 |
| <i>Tabla 13-39: Descripción de los impactos ambientales identificados, por medio, componente y elemento, para el sector entre el sitio de presa y Nechí, Escenario Ex-Ante</i> | 382 |
| <i>Tabla 13-40: Calificación de los impactos ambientales identificados, por medio y componente, entre el sitio de presa y Nechí, para la situación con proyecto, Escenario Ex-Ante</i> | 383 |
| <i>Tabla 13-41: Justificación de los impactos ambientales evaluados, por medio y componente, entre el sector de presa y Nechí, para la situación con proyecto, Escenario Ex-Ante</i> | 384 |
| <i>Tabla 13-42: Evaluación de riesgos del proyecto, en relación a las contingencias del 28 de abril y 12 de mayo de 2018, Escenario Ex-Post-1</i> | 388 |
| <i>Tabla 13-43: Contenido del Plan de Emergencias y Contingencias (PEC). Escenario Ex-Post-1</i> | 396 |
| <i>Tabla 13-44: Delimitación de tramos del río Cauca, entre el sitio de presa y la Mojana</i> | 400 |
| <i>Tabla 13-45: Identificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1</i> | 403 |
| <i>Tabla 13-46: Descripción de los impactos ambientales identificados, por medio, componente y elemento, para el sector entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1</i> | 403 |
| <i>Tabla 13-47: Evaluación de los impactos ambientales del medio social, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1</i> | 406 |
| <i>Tabla 13-48: Justificación de los impactos ambientales sociales evaluados, entre el sector presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1</i> | 407 |

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto consiste en una presa de enrocado con núcleo impermeable de suelos finos compactados, localizada inmediatamente aguas arriba de la desembocadura del río Ituango, desde el costado izquierdo del valle del río Cauca.

El embalse capta las aguas provenientes de una cuenca de aproximadamente 36.820 km², y tiene una altura máxima de 220 m (cota superior de 435 msnm). Su vaso de embalse tiene aproximadamente 70 km de longitud total, lo que le permite embalsar hasta 2.720x10⁶ m³ en el nivel máximo de operación.

El río Cauca tiene un caudal promedio histórico de 1.010 m³/s, con una crecida máxima probable (CMP), de duración de 30 días de 25.300 m³/s.

Este embalse tiene todas sus obras principales ubicadas en la ladera derecha del valle del río Cauca, incluyendo el Túnel Vial (que será de uso público), obras de carácter provisorio para descargas de fondo e intermedia y un vertedero con dos canales abiertos revestido con hormigón para la evacuación de crecidas.

En el mismo sector se localizan también las obras para generación que incluyen ocho captaciones sumergidas, que se conectan a las conducciones en presión que alimentan ocho grupos turbina – generador tipo Francis de eje vertical, las que se alojan en la caverna de la casa de máquinas, conectados por galerías de barras a ocho bancos de transformadores monofásicos situados en la caverna de transformadores. El agua turbinada en la caverna de máquinas llega a dos cavernas independientes que actúan como almenaras de aguas abajo, que actúan como amortiguación y reposo de las aguas turbinadas, y que luego vierten hacia dos túneles de descarga cada una (cuatro en total), a través de los cuales devuelven el caudal turbinado al río Cauca.

El túnel de desvío adicional (SAD), cuyo colapso inicial generó la contingencia, se conecta al túnel de descarga 4. No obstante, una vez taponado definitivamente el túnel SAD, podrá ser utilizado como descarga de la caverna de la almenara sur.

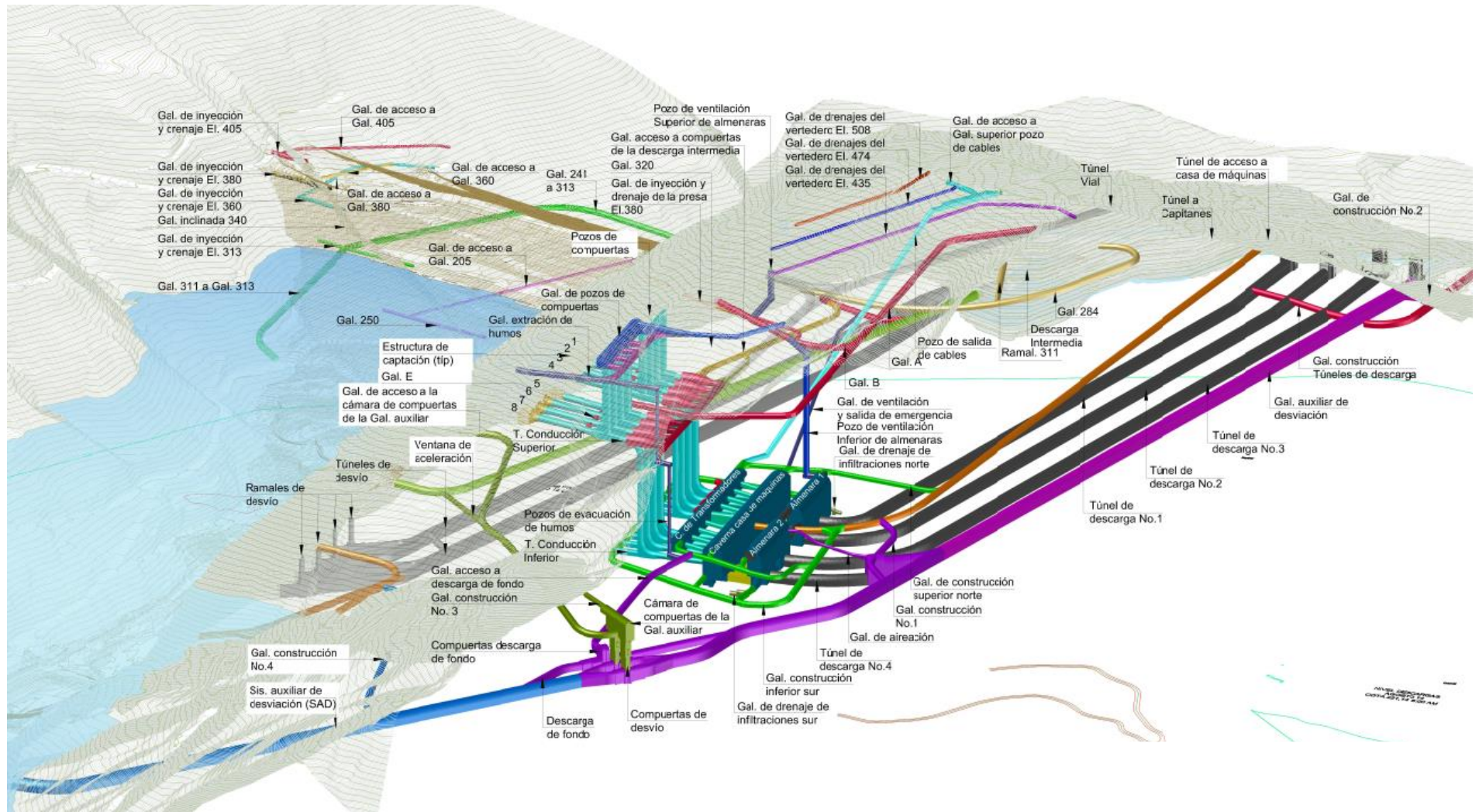


Figura 1-1: Esquema general de las obras subterráneas y la presa

Características resumidas del proyecto

La siguiente **Error! Reference source not found.** resumen presenta las características y bases de diseños principales del proyecto.

Tabla 1-1: Resumen de características del proyecto Ituango

| Ítem | Descripción | Valor |
|-------------|--|--|
| I. | DATOS HIDROLÓGICOS | |
| | Superficie cuenca del Proyecto | 36.820 km ² |
| | Caudal medio para modelo de generación | 1.010 m ³ /s |
| | Crecidas históricas | |
| | Máxima histórica en La Pintada, en 25 años (*) | 3.117 m ³ /s |
| | Máxima histórica en Puerto Valdivia, en 100 años (*) | 4.723 m ³ /s |
| | (*): Caudales máximos instantáneos (IDEAM) | |
| | Crecidas de diseño en el sitio de presa | |
| | Con ocurrencia de 50 años | 4.700 m ³ /s |
| | Máxima probable, CMP (duración 30 días) | 25.300 m ³ /s |
| | Caudal ecológico | 450 m ³ /s |
| II. | EMBALSE | |
| | Volumen en el nivel máximo de operación | 2.720 x 10 ⁶ m ³ |
| | Volumen en el nivel mínimo de operación | 1.745 x 10 ⁶ m ³ |
| | Volumen del embalse útil | 975 x 10 ⁶ m ³ |
| | Área inundada con el nivel máximo | 38 km ² |
| | Sedimentación promedia anual | 46,1 x 10 ⁶ ton |
| | Longitud | 70 km |
| III. | NIVELES Y SALTOS | |
| | Niveles del embalse | |
| | Máximo normal | 420 msnm |
| | Mínimo de operación | 390 msnm |
| | Saltos netos | |
| | Nominal | 197,60 m |
| | Mínimo normal | 170,60 m |
| | Máximo normal | 203,10 m |

1.2

Contingencia abril 2018 del proyecto Ituango

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Ituango ha experimentado una serie de eventos que han llevado a una situación de contingencia extrema. Los principales eventos se resumen a continuación. La numeración se refiere a los puntos en el tiempo según Figura 1-2:

1. 28 de abril de 2018, 21:00 hrs; Colapso en el tramo inicial del túnel de desvío GAD, con taponamiento durante el primer día.
2. 29 de abril de 2018, 19:00 hrs; Destaponamiento natural de la GAD al día siguiente y,
3. 30 de abril de 2018, 12:30 hrs; Taponamiento definitivo de la GAD con colapso tipo embudo conectado con la superficie. Esto, asociado a lluvias que precipitaron a continuación, resultó finalmente en un aumento de nivel rápido y descontrolado del embalse;
4. 7 de mayo de 2018, 01:30 hrs; Deslizamiento mayor de la ladera sobre los portales de los túneles de desvío y taponamiento de la descarga del túnel de desvío derecho TDD, con dos breves destaponamientos naturales de 2.000 m³/s - 09 de mayo de 2018, además de otra posterior (8), que causó una descarga de hasta 6.000 m³/s durante algunas horas, el 12 de mayo de 2018; Después se vuelve a taponar y nuevamente a filtrar del orden de 50 m³/s (desde el 12 de mayo de 2018). Esto provocó sucesivos golpes de ariete en el estribo derecho de emplazamiento de las obras subterráneas;
6. 10 de mayo de 2018, 19:00 hrs; Apertura de los pozos de las aducciones 1, 2, 7 y 8, lo que origina la descarga del agua del río Cauca a través de tales aducciones subterráneas, complejo de cavernas, y túneles de descarga, a partir del 10 de mayo de 2018, causando el destrozo irremediable de los equipos electromecánicos parcialmente instalados y deteriorando las estructuras asociadas e incluso el macizo rocoso circundante a estas obras, daños que sólo se verían más tarde, al cerrar dichos pozos de aducciones;
12. 26 de mayo de 2018, 15:10 hrs; EPM decide el cierre de las compuertas de los pozos de las aducciones 8 y,
13. 26 de mayo de 2018, 15:31 hrs; Cierre de la compuerta de los pozos de aducciones 7. El cierre de las compuertas causa una corriente de aire por todas las obras subterráneas del proyecto, lo que significó un muy importante golpe de ariete que además gatilló el inicio del deslizamiento Romerito, directamente por encima de la plazoleta de compuertas, el que comenzó como un pequeño embudo de subsidencia y posteriormente se desarrolló pendiente arriba, como deslizamiento, con el paso del tiempo y las lluvias;

El relleno prioritario de la presa alcanza la cota 410 msnm, el 24 de mayo de 2018 y se termina además los hormigones del evacuador de crecidas. Posteriormente se completa el muro a sus costados y se continúa la construcción del muro hasta la cota 420 msnm, con núcleo impermeable arcilloso como era antes de la cota 386 msnm;

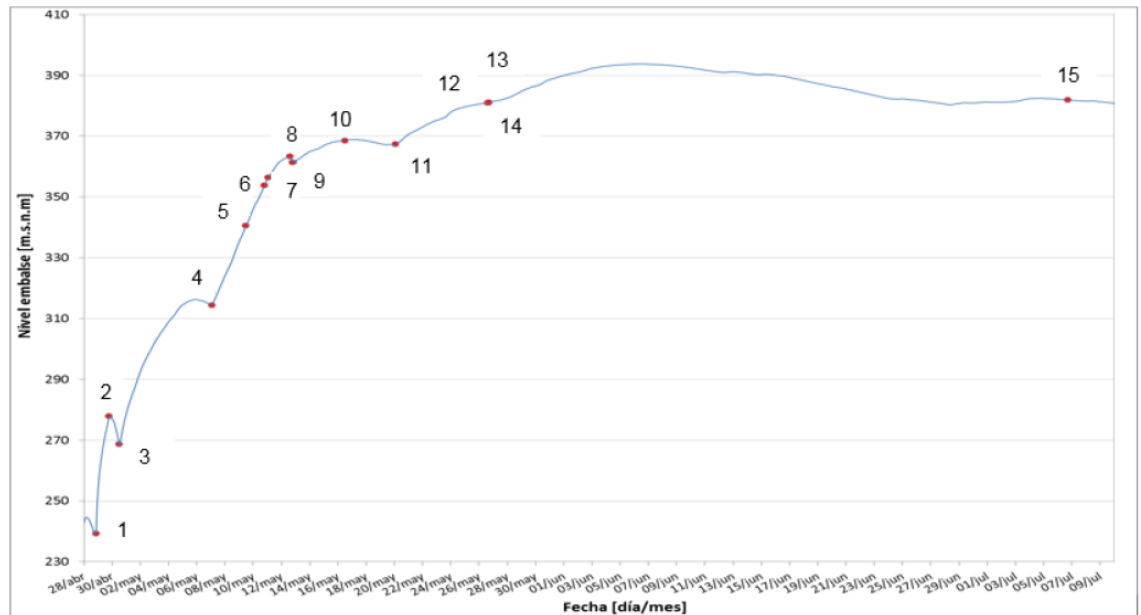


Figura 1-2: Niveles del embalse medidos durante la contingencia (Integral, 2019k)

1.3 Encargo de Pöyry

A raíz de estos eventos EPM y sus asesores (Junta de Expertos, Asesoría, Interventoría y expertos llamados) tuvieron que adaptar y reaccionar a esta situación para evitar la pérdida de control sobre el proyecto y asegurar la estabilidad de la presa.

En este contexto y como respuesta a lo solicitado por la ANLA en la Resolución 820, ANLA contrató a Pöyry, a través de EPM, para la revisión del diseño de las obras de reparación y de su factibilidad técnica, además de las características e impacto constructivo, que ha planteado esta compleja contingencia. Esto para garantizar que las soluciones tomadas para superar la contingencia y operar esta central sean suficientemente seguras y confiables asegurando la estabilidad de la presa y del sistema de obras subterráneas. Además, estas medidas deberían asegurar que no existe una afectación negativa del medio ambiente y de la comunidad en la zona de presa y aguas abajo de ésta garantizando que se cumplirá con la normativa de ANLA al respecto y de esta forma conseguir el levantamiento de la objeción planteada por este organismo.

El objetivo de este informe responde a la solicitud señalada en la Resolución No 820, del 1 junio de 2018, en cuanto a relevar antecedentes que permitan de la mejor manera posible emitir: “..un dictamen claro, preciso, detallado y objetivo, sobre las condiciones actuales de estabilidad (bajo el escenario de contingencia) y futura (bajo el escenario de operación) de la infraestructura asociada a las obras principales del proyecto Central Hidroeléctrica Ituango, que suministre información suficiente a la ANLA que le permita tener certeza científica sobre la existencia o no de condiciones de riesgo que puedan derivar en impactos sobre el ambiente, por posibles efectos sobre la integralidad de la infraestructura existente en el proyecto ocasionando graves inundaciones aguas abajo, con ocasión de la contingencia iniciada el día 28 de abril de 2018...”.

Sin embargo, debido a que la definición de soluciones permanentes del proyecto se encuentra aún en diseño final o bien construyéndose por parte de EPM y sus colaboradores, este informe evalúa las soluciones permanentes definidas y presentadas hasta al final de la redacción de este informe.

1.4 Contenido del Informe de Pöyry

A la fecha, Pöyry ha revisado una extensa lista de documentos proporcionados por EPM y sus empresas colaboradoras (Asesoría, Interventoría, Junta de Expertos y otros), y ha sostenido diversas reuniones con estos distintos actores del proyecto. Por la cantidad de documentos (más de 40.000 archivos) ha sido imposible revisar la totalidad de información. Sin embargo, Pöyry ha hecho su mejor esfuerzo para agrupar y revisar los documentos más relevantes y se indican las referencias en el informe cuando se utiliza la información proporcionada. Es necesario hacer notar que, el sistema de trazabilidad documental del proyecto y la distribución difusa de información en diferentes documentos ha sido un gran desafío en la revisión de este proyecto.

En este informe se presenta una evaluación de la situación del proyecto y la estabilidad de las estructuras en su condición actual de contingencia. Además, se entrega una opinión sobre el avance de la ingeniería y de los planos de rehabilitación del proyecto en su forma final, lo que incluye su etapa de operación. Es importante destacar que el desarrollo final de algunas soluciones, informes y evaluaciones todavía están en proceso y por ende Pöyry no ha podido revisarlos en su forma final. En estos casos EPM junto con la Asesoría han presentado su plan de desarrollo de ingeniería en varias reuniones y Pöyry ha entregado su opinión y recomendación a través de estas discusiones. Para estas soluciones y trabajos en proceso de la evaluación de Pöyry se base en la información presentada (concepto legal de “*Hearsay*”) y queda pendiente comprobar y confirmar los desarrollos de acuerdo a las indicaciones de Pöyry en el futuro. Dado que el diagnóstico en ciertas áreas del proyecto sigue en proceso se debe dejar constancia que existe la posibilidad que se detectan nuevos hechos que en consecuencia podrían influir y/o adaptar soluciones técnicas definidas basándose en el conocimiento de hoy día.

En consideración de su gran tamaño, sus características y por su importancia en la matriz energética de Colombia (su generación representa ~17% de la energía total del país), Hidroituango califica como una “gran presa”, según criterio de la ICOLD¹. Por lo tanto, el proyecto debe cumplir con los estándares más altos a nivel nacional e internacional, en particular con las recomendaciones de ICOLD. Los criterios de evaluación de riesgo aplicados en este informe apuntan tanto a la seguridad estructural y operacional del proyecto, como a su adecuado impacto ambiental y social en la zona de influencia definida para esta presa en el estudio de impacto ambiental, conforme a lo requerido por ANLA. Además, se refiere al reconocimiento de los riesgos existentes con su adecuada mitigación que deberían reflejarse en su totalidad en el plan de acción de emergencia, así como en el manual de filosofía de operación.

¹ Comité internacional de grandes presas por sus siglas en inglés, International Committee of Large Dams

Los objetivos principales de cada concepto de seguridad son la minimización y/o mitigación de todos los riesgos y el control de los riesgos residuales de la mejor manera posible. Para alcanzar estos objetivos se utiliza un concepto de seguridad integral para grandes presas, que incluye los siguientes elementos clave:

1. Diseño (criterios de diseño geológico-geotécnico, estructural, hidráulico y sísmico);
2. Monitoreo y evaluación de la presa y del sistema de obras subterráneas y de las laderas a lo largo del embalse;
3. Operación (reglas y manuales de operación confiables para la operación del reservorio en condiciones normales y extraordinarias, capacitación del personal, mantenimiento de presas, respaldo de ingeniería); y,
4. Emergencias (planes de acción de emergencia durante las etapas críticas de construcción/rehabilitación, embalses y operación normal; mapas de inundación; sistemas de alarma; planes de evacuación, materiales y equipos de reservas, etc.).

Siempre y cuando se pueda garantizar la correcta implementación combinada de estos aspectos de acuerdo con este concepto de seguridad integral, una presa puede considerarse efectivamente segura.

1.5 Limitaciones del informe

Este informe ha sido preparado exclusivamente para EPM en respuesta a las solicitudes dentro de la resolución 820. Pöyry ha revisado la información proporcionada según las reglas de arte en ingeniería a nivel regional e internacional. Se destaca lo siguiente:

- Las observaciones, comentarios y conclusiones en este informe se basan en las condiciones de obras encontradas durante el servicio hasta la última visita en septiembre 2021.
- El informe se basa en información proporcionada a Pöyry desde EPM o desde otras empresas en nombre de EPM. Pöyry no ha verificado la corrección o exactitud de dicha información y no hace ninguna declaración sobre su corrección o exactitud.
- El informe debe leerse como un todo, y la sección o las partes del informe deben considerarse en el contexto del informe completo.
- Se debe consultar a Pöyry sobre cualquier cuestión relativa a la interpretación o aplicación de las conclusiones y recomendaciones del informe.
- El resumen ejecutivo es una selección de los elementos clave del informe. No obstante, se presentan más detalles cruciales para la correcta interpretación de las conclusiones y recomendaciones del informe en el Apéndice A.
- Como parte de Pöyry's acuerdo con EPM, Pöyry no asume ninguna responsabilidad sobre los diseños y la ejecución de las obras relacionados con la rehabilitación del proyecto Ituango.

1.6 Conclusiones con respecto al abandono del proyecto

Considerando el avance y la condición del proyecto surge el tema de las alternativas para definir la situación final de este proyecto en el mediano/largo plazo. Con respecto a la alternativa de abandonar el proyecto y restituir el sitio, Pöyry destaca lo siguiente:

- Para un abandono del proyecto habría que desarmar las obras y reestablecer la situación inicial de la zona, lo que se estima desde ya como no recomendable e inseguro, además de tener que asumir la pérdida económica neta de todo lo ya invertido.
- Sin tomar en cuenta criterios monetarios, el cual es igual un factor relevante, es evidente que surgen varios problemas técnicos cuando se intenta imaginar cómo proceder con estas alternativas. Además, el impacto ambiental y a la comunidad, producido por la etapa de construcción de las obras y la contingencia hasta hoy día se estima en gran medida **irreversible**.
- Considerando los diferentes colapsos en el macizo rocoso y el taponamiento de varios túneles de descarga de fondo y de desvío, actualmente no es posible descargar y vaciar el embalse de una manera controlada y permanente, tal que pudiera permitir el retiro de las obras construidas, tales como la presa y el vertedero de manera segura. Adicionalmente, habría que considerar que esto sería un trabajo de varios años y que, dada la magnitud del proyecto, no existen precedentes de algo similar a nivel mundial, lo que evidentemente implicaría un alto riesgo para el medio ambiente y las comunidades.
- Por otra parte, las obras subterráneas tendrían que ser selladas y estabilizadas para que no se produzcan nuevos colapsos e inestabilidades hacia la superficie. Tales medidas deben ser monitoreadas y controladas, ya que las excavaciones tienen una vida útil y se deterioran con el tiempo; aumentando el riesgo de colapso e inestabilidad si no existe control y mantenimiento permanente. Y sin generar, es decir sin recuperar costos de construcción y demolición, ni recibir el beneficio de generación que se esperaba, a nivel eléctrico-país.
- Las alternativas analizadas para terminar el proyecto y no operarlo, presentan mayores riesgos residuales dado que las obras subterráneas requieren aún un monitoreo y mantenimiento permanente. La opción de desarmar el proyecto y reestablecer la situación inicial, lo máximo que sea posible, requerirá desde un inicio construir nuevas obras para que esta opción se desarrolle de forma segura dado que no existen vías de descargas seguras para desembalsar el reservorio.




Por lo tanto, el escenario de abandono no debe ser considerado como alternativa viable para reducir los riesgos generados por la contingencia.

1.7 Matriz de hallazgos

De acuerdo a la conclusión de la sección anterior se debe terminar el proyecto de la manera más expedita y de acuerdo a las mejores prácticas técnicas en ingeniería y construcción. Con el objetivo de organizar y clasificar los riesgos remanentes en el proyecto se ha estructurado una matriz identificando los hallazgos, los peligros asociados, las medidas de

mitigaciones propuestas (o ya ejecutadas) por EPM y sus asesores, finalmente un comentario/conclusión por parte de Pöyry. Estos aspectos han sido analizados en las diferentes estructuras del proyecto.

Finalmente, los comentarios de Pöyry se han clasificado con un sistema semáforo con respecto a su priorización y urgencia para resolverlos:

-  : Hallazgos muy críticos que requieren atención urgente y que pueden tener consecuencias catastróficas para el proyecto.
-  : Hallazgos críticos que requieren atención relativamente rápida y que tienen un potencial de daños intermedio.
-  : Hallazgos importantes que requieren atención en un plazo mayor, temas que necesitan ajustes menores o que ya fueron resueltos por EPM desde el inicio de la contingencia.

El resumen de estos hallazgos se presenta en la Tabla 1-2.

Tabla 1-2: Matriz de hallazgos identificados

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|---|---|--|---|--|------------|
| General – Valido para todas las áreas/ estructuras | | | | | |
| Sismicidad | <ul style="list-style-type: none"> Sólo existe un Estudio Probabilístico de Amenaza Sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés), limitado únicamente a las sacudidas del terreno. Fueron detectadas deficiencias en el estudio sísmico actualizado, por ej. en el concepto de árbol lógico se combinan los parámetros de movimiento del terreno de los terremotos de tipo corteza y subducción, Las gráficas/historias de tiempo vs aceleración son cortas, los registros de aceleración seleccionados se ajustan bastante mal al llamado espectro de respuesta objetivo (UHS obtenido de PSHA), y el espectro medio condicional (CMS) no es aplicable en opinión de Pöyry. Deben tenerse en cuenta todas las estructuras relevantes para la seguridad (presa, incluidos los estribos, el vertedero y la descarga intermedia). | <ul style="list-style-type: none"> Los eventos sísmicos se producen de forma inesperada, como el movimiento de la falla, las discontinuidades activadas y el movimiento de masas, y causan graves daños. Cargas sísmicas potencialmente subestimadas Daños debido a terremotos superiores a los previstos Daños en otras estructuras relevantes para la seguridad, incluyendo los estribos de la presa, el vertedero y la descarga intermedia. Rotura de la presa en el peor escenario. | Actualización del estudio de amenaza sísmica por la Asesoría apoyado por consultores internacionales. | <ul style="list-style-type: none"> Complementar el estudio sísmico: <ul style="list-style-type: none"> Realizar un estudio de análisis de riesgo sísmico determinista (DSHA). Evaluar el movimiento potencial de las fallas y las discontinuidades activadas en la huella de la presa y en la zona del embalse. El movimiento de masas y la sismicidad desencadenada por el embalse (RTS) para tener en cuenta en el estudio de amenaza sísmica. Mejora del estudio sísmico (déficits ver columna "hallazgos identificados".) Considerar el estudio sísmico mejorado y complementado (sacudidas del terreno por terremotos y riesgos sísmicos adicionales) para la evaluación de la seguridad de todas las estructuras relevantes para la seguridad (presa incl. estribos, vertedero, descarga intermedia). Construcción de una descarga intermedia adicional que permite bajar el nivel del embalse en caso de daños. Estar preparado con planes para los modos de fallo importantes, incluido el movimiento del suelo en las líneas de falla y las discontinuidades. | |
| Monitoreo y vigilancia | <ul style="list-style-type: none"> Deficiencias en los procedimientos de vigilancia y en la elaboración de informes, por ejemplo | <ul style="list-style-type: none"> No se detectan los daños u otros incidentes peligrosos. Los daños u otros incidentes peligrosos se detectan | Implementación del centro de monitoreo y control Informes bisemanales y mensuales | <ul style="list-style-type: none"> Mejora de los procedimientos de vigilancia, incluidas las inspecciones visuales, monitoreo y las pruebas de los equipos | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|--|---|---|--|--|------------|
| | <ul style="list-style-type: none"> No hay una evaluación oportuna de la seguridad de las presas Se centran en los efectos individuales en lugar de obtener una visión global Ausencia de seguimiento de los sólidos en las filtraciones. | demasiado tarde para aplicar la medida de mitigación. | Instalación de instrumentación complementaria Estudios complementarios (p.e. Willowstick) | <ul style="list-style-type: none"> Procesamiento y evaluación oportunos de los datos de vigilancia y de la información requerida Evaluación y análisis holística de los datos levantados y sus acciones de mitigación específicas correspondientes Incluir inspecciones visuales Preparación de informes vigilancia mensuales, anuales y 5-anuales | |
| Gestión de Proyectos y de Construcción | <ul style="list-style-type: none"> Cambio de Consultores y Contratistas principales | <ul style="list-style-type: none"> Retraso en la definición de medidas de mitigación y en la ejecución de obras de estabilización Falta de contratista en terreno para intervenir de manera rápida en caso de otros eventos | Renovación de contratos y cierre de adendas por obras no previstas en los contratos originales. Contratación directa de empresas especializadas por nuevas obras. | <ul style="list-style-type: none"> Se debe evitar el cambio de los actores principales en este proyecto. Significaría importantes retrasos (min. 1 año) y reduce la trazabilidad en la recuperación del proyecto. Además, aumentará el costo global del proyecto. Se pierde responsabilidad para el diseño y la ejecución de las obras. | |
| Margen Derecha Superficie | | | | | |
| Captaciones | <ul style="list-style-type: none"> Paneles con fallas por sobrecarga de la estructura y rejas durante contingencia | <ul style="list-style-type: none"> Bloqueo de entrada por derrumbes/ deslizamientos | Reparación/Reemplazo después de inspección por DCN. Limpieza de material derrumbado frente a las captaciones. | <ul style="list-style-type: none"> Es un área bajo investigación por su compleja accesibilidad. Por ende, las medidas y comentarios no son conclusivos. | |
| Plazoleta de Compuertas (N°1-4) | <ul style="list-style-type: none"> Agrietamiento de tracción en pozos de compuertas Agrietamiento en galería de pozos de compuertas y plataforma Agrietamiento en superficie | <ul style="list-style-type: none"> Colapso del corte y de la ladera y bloqueo de las captaciones Mayores deformaciones del hormigón de revestimiento | Estructuras de protección contra caída de rocas. | <ul style="list-style-type: none"> Asentamiento de la ladera hacia los vaciados creados por la erosión. Análisis y diseño de soportes requerido. Monitoreo de tales fracturas y toma de decisiones conforme sea su conducta. | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|--|--|--|---|---|------------|
| Deslizamiento Romerito | <ul style="list-style-type: none"> Desestabilización del talud debido a fuertes lluvias y afectación directa desde la zona derrumbada durante la contingencia Movimientos/asentamientos del talud activos | <ul style="list-style-type: none"> Bloqueo y/o daño de estructuras debajo del sitio por derrumbes/deslizamientos tapando pozos de compuertas 1 a 4, captaciones, túnel vial | Estabilización con shotcrete, mallas, pernos y tensores, junto con monitoreo permanente de la zona | <ul style="list-style-type: none"> Medidas de estabilización adecuadas Incluir inyecciones en la zona del embudo para fortificar la parte alta de la zona derrumbada. | |
| Deslizamiento Desviaciones | <ul style="list-style-type: none"> Talud inestable | <ul style="list-style-type: none"> Puede generar una ola hacia el vertedero/presa Puede desestabilizar la zona de las galerías de acceso a cámara de compuertas | No es claro el detalle de las medidas de estabilización que se tomarán en este deslizamiento, aún se está estudiando. | <ul style="list-style-type: none"> Completar evaluación de las condiciones geológicas e hidrogeológicas Las medidas deberán asegurar la completa estabilidad de la zona, removiendo el material afectado y fortificando el talud. | |
| Capitán incl. Sitio 7, Subestación, Base Militar | <ul style="list-style-type: none"> Movimientos activos locales | <ul style="list-style-type: none"> Daños en subestación, base militar y otras instalaciones | Pernos, tendones, hormigón lanzado, túnel de drenaje, monitoreo permanente | <ul style="list-style-type: none"> Medidas de estabilización conceptualmente adecuadas Modelo geológico, régimen hidrogeológico | |
| Portal de Descargas | <ul style="list-style-type: none"> Aumento del lecho del río de aprox. 10 m después de los destaponamientos durante la contingencia | <ul style="list-style-type: none"> Aumento del nivel de agua del río en el sector de los portales | Excavación del material depositado y reestablecer el nivel del río original | <ul style="list-style-type: none"> Medida adecuada | |
| Caminos de Accesos | <ul style="list-style-type: none"> Inestabilidades locales en sectores Chirí y Caparossa | <ul style="list-style-type: none"> Caída de rocas Bloqueo de camino de acceso | Limpieza de camino y fortificación de las zonas inestables | <ul style="list-style-type: none"> Medida adecuada | |
| Margen Derecha Subterránea | | | | | |
| Conducción Superior | <ul style="list-style-type: none"> Riesgos asociados con los trabajos subacuáticos (infiltraciones excesivas, complicaciones en el cierre del tapón mecánico por irregularidades geométricas, etc.) Aumento del gradiente hidráulico con tapón mecánico cerrado. | <ul style="list-style-type: none"> Afectación o retraso de los trabajos | | <ul style="list-style-type: none"> Existe poca información geológica y de la condición actual en este sector, salvo los inspeccionados por ROV. | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|---|---|--|--|---|------------|
| Cámara de Compuertas (N°5-8) | <ul style="list-style-type: none"> • Losa de piso y soporte de hormigón lanzado en la galería de compuertas, el túnel de acceso y las conexiones seriamente dañado | <ul style="list-style-type: none"> • Colapso parcial o completo | Conexiones llenadas con hormigón, soporte de hormigón lanzado, pernos y mallas reparado. Instalación de tendones desde el embalse | <ul style="list-style-type: none"> ➤ Condición actual aceptable. Su estabilidad en el largo plazo dependerá de la estabilidad en superficie, particularmente de romerito y el portal de las desviaciones. | |
| Pozos de Presión | <ul style="list-style-type: none"> • Oquedad en pozos 1 y 2 por erosión durante contingencia • Roca gravemente afectada alrededor de los pozos 4 a 8 | <ul style="list-style-type: none"> • Dificultad asociada a las reparaciones incluidas en la zona sur implica que los pozos empiezan a operar sin estar aptos para generación. | Relleno con hormigón, reconstrucción del pique vertical con blindaje de acero Inyecciones de aglutinamiento Reconstrucción completa de todos los pozos con blindaje de acero. | <ul style="list-style-type: none"> ➤ Medidas conceptualmente adecuadas ➤ Ver zona sur perturbada | |
| Zona Sur perturbada Conducciones 5 a 8 | <ul style="list-style-type: none"> • Gran volumen de macizo rocoso perturbado, colapsado, descomprimido | <ul style="list-style-type: none"> • Evolución del volumen dañado aumentando la inestabilidad global de la ladera derecha incluida las obras subterráneas hasta la estabilidad superficial. • Por complejidad de los trabajos de aglutinamiento el macizo rocoso no se puede reestablecer en una condición aceptable/ requerido para la operación segura del proyecto. | Intensa campaña de exploraciones para definir el volumen afectado y tratar mediante aglutinación e inyecciones. Además, la reparación de los pozos de presión 5 a 8 que forman parte integral de esta zona. | <ul style="list-style-type: none"> ➤ Medida es conceptualmente correcta, es clave que se evalúe correctamente el éxito de los trabajos que se realicen. Se recomienda evaluar, a lo menos, mediante parámetros RQD y medición in situ de Lugeon y propiedades elásticas. Se debe seguir estudiando cuales son los valores aceptables que aseguren la estabilidad total de esta zona, incluso frente a eventos extremos. ➤ Pöyry recomiendo extender la zona de tratamiento hasta el embalse y no solo la zona perturbada identificada al interior de la ladera. | |
| Caverna de transformadores | <ul style="list-style-type: none"> • Agrietamiento en el revestimiento, deformaciones | <ul style="list-style-type: none"> • Potencial inestabilidad de la caverna en el sector sur • Potencial de infiltraciones | Reparación de la fortificación en sector sur de la caverna. Mejoramiento de la zona perturbada y reconstrucción de las galerías de construcción sur. | <ul style="list-style-type: none"> ➤ Medidas conceptualmente correctas. La caverna se observa estable. ➤ Las paredes hacia la zona perturbada sur y hacia el embalse requieren mayor soporte e | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|-----------------------------------|--|--|--|--|------------|
| | | | | inyecciones por ser primera línea de defensa hacia las cavernas. | |
| Caverna de máquinas | <ul style="list-style-type: none"> Erosión de material en diferentes lugares de la caverna Daños en la fortificación en varios sectores de la caverna y socavación del pilar con la Almenara norte | <ul style="list-style-type: none"> Inestabilidad de la caverna de máquinas | Instalación de tensores desde la galería de investigación Refuerzo del sostenimiento en las bóvedas y hastiales. Reconstrucción de la parte estructural/civil/electromecánica Reconstrucción del pilar con la almenara Norte Completo sistema de monitoreo | Medidas conceptualmente adecuadas. La caverna se observa estable. | |
| Almenaras | <ul style="list-style-type: none"> Erosión del pilar entre Almenara 1 y caverna de máquinas Socavación asociada a la descarga 1 y a la falla mellizos | <ul style="list-style-type: none"> Deterioro del macizo rocoso con efecto a largo plazo también en la caverna de máquinas | Reconstrucción del pilar con la casa de máquinas Re-fortificación de zonas dañadas | Medidas conceptualmente correctas. La almenara 1 se observa estable. La almenara 2 aún se encuentra rellena de material. A priori, no parece que su reparación vaya a presentar grandes desafíos. | |
| Túnel de Descarga | <ul style="list-style-type: none"> Los principales hallazgos están en la salida de la almenara correspondiendo a socavaciones y derrumbes locales por la pasada del agua. | <ul style="list-style-type: none"> Ver punto anterior | Ver punto anterior | Ver punto anterior El túnel de descarga 4 sigue inaccesible. | |
| Túneles de Accesos a las cavernas | <ul style="list-style-type: none"> Colapso en acceso a las cavernas Colapsos en los accesos de construcción | <ul style="list-style-type: none"> No hay por ya ser reparada. | Reparación de las zonas colapsadas con relleno de hormigón e instalación del sostenimiento de refuerzo. | Resuelto. | |
| Túneles de Desvío | <ul style="list-style-type: none"> Daños en el pretapón, taponamiento del túnel con material de colapso. Flujos constantes de entre 7-8 m³/s. | <ul style="list-style-type: none"> Destaponamiento súbito del túnel. | Construcción del pretapón 2 (micropilotes, consolidación, Bypass a descarga intermedia, inyección de | Conceptualmente, la solución es correcta. Sin embargo, la utilización de técnicas poco convencionales asociadas al pretapón 2 | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|----------------------------|--|---|--|--|------------|
| | | <ul style="list-style-type: none"> Dificultad asociada al taponamiento del TDD con la metodología propuesta. | esferas, arenas y gravas y consolidación), posterior construcción del pretapón 1 y tapón definitivo. | representa un riesgo para el éxito de esta operación. | |
| GAD | <ul style="list-style-type: none"> Colapso y taponamiento natural | <ul style="list-style-type: none"> Destaponamiento súbito del túnel. | Reparación de las compuertas de la GAD y habilitación del bypass a descarga intermedia para no aumentar la presión del tapón natural. Queda construir los dos taponamientos definitivos contra las compuertas. | <ul style="list-style-type: none"> Medidas conceptualmente correctas. El flujo se ha mantenido estable en el tiempo. | |
| Margen Izquierda | | | | | |
| KM 0+900 a 1+200 | <ul style="list-style-type: none"> Talud inestable | <ul style="list-style-type: none"> Deslizamiento al embalse con posible ola Corte del camino de acceso a Ituango | Excavación parcial, hormigón lanzado, tendones | <ul style="list-style-type: none"> Completar modelo geológico, hidrogeológica y geotécnico | |
| Helipuerto | <ul style="list-style-type: none"> Inestabilidad del talud | <ul style="list-style-type: none"> Deslizamiento al embalse con posible ola Corte del camino de acceso a Ituango | Excavación, inyecciones y fortificación del terreno | <ul style="list-style-type: none"> Medidas conceptualmente correctas. El talud se aprecia estable. | |
| Presa | | | | | |
| Pantalla cemento-bentonita | <ul style="list-style-type: none"> Elementos rígidos dentro del cuerpo de la presa están reduciendo la seguridad de la misma en comparación con el diseño original. Incertidumbres en el estado in situ del muro de cemento-bentonita, especialmente en lo que respecta a las propiedades del material y la geometría. | <ul style="list-style-type: none"> Agrietamiento y daños en la pantalla cemento bentonita debido a asentamientos y deformaciones de la presa a largo plazo. Agrietamiento daños en la pantalla cemento bentonita debido a grandes sismos. | Instalación de instrumentos de monitoreo adicionales debido a la contingencia, por ejemplo, extensómetros magnéticos, dispositivos de medición de filtraciones, radar. | <ul style="list-style-type: none"> El muro de cemento-bentonita es el punto débil del elemento de estanqueidad de la presa y requiere una atención especial. Se requiere vigilancia y monitoreo continuo y adecuado. Preparación para posibles daños en el muro de cemento-bentonita y planificación de emergencia | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|---|---|--|---|--|------------|
| | <ul style="list-style-type: none"> Incertidumbres con respecto a la estabilidad a largo plazo, posible lixiviación de calcio. | <ul style="list-style-type: none"> Erosión del muro de cemento-bentonita que provoca inestabilidades en la presa. Rotura de presa en el peor escenario. | | <ul style="list-style-type: none"> La construcción de una descarga intermedia es recomendada para bajar el nivel del embalse y así reducir la probabilidad de rotura de la presa y reducir el posible impacto negativo aguas abajo. | |
| Estabilidad y seguridad estructural de la presa | Deficiencias en el análisis de estabilidad y en la evaluación de la seguridad de la presa: <ul style="list-style-type: none"> Incertidumbres respecto a las propiedades de los materiales y a los supuestos del modelo. Resultados inciertos del análisis de la presa y especialmente del análisis sísmico no lineal, y análisis de Newmark falta de análisis de sensibilidad Principales modos de fallo a evaluar. | <ul style="list-style-type: none"> Agrietamiento y daños en la pantalla cemento bentonita Erosión del núcleo. Deformaciones/inestabilidades de taludes de la presa como consecuencia de fuertes sismos. Rotura de presa en el peor caso. | Instalación de instrumentos de monitoreo adicionales debido a la contingencia, por ejemplo, extensómetros magnéticos, dispositivos de medición de filtraciones, radar. Evaluación de la seguridad de la presa basada en análisis numéricos debido al diseño modificado de la presa y bajo consideración del estudio sísmico actualizado de 2021. | <ul style="list-style-type: none"> El diseño de la presa construida es único y es el resultado de la contingencia en 2018. La seguridad de la presa es cuestionable, especialmente durante eventos inusuales y extremos (por ejemplo, terremotos) y a largo plazo. Deben seguirse todos los principios de los conceptos modernos de seguridad de las presas, incluidos i) la seguridad estructural, ii) vigilancia y monitoreo, iii) el funcionamiento y el mantenimiento y iv) la planificación de emergencias. | |
| Filtraciones cuerpo | <ul style="list-style-type: none"> Alcance limitado de la medición de las filtraciones y ausencia de seguimiento de las partículas erosionadas Falta de procesamiento e interpretación oportunos de los datos Falta de interpretación exhaustiva de los datos y la información, incluida la medición de las filtraciones y la investigación de Willowstick Indicaciones de filtraciones residuales por debajo cota 380 msnm | <ul style="list-style-type: none"> Erosión interna descontrolada Detección tardía de la erosión interna Rotura de la presa en el peor escenario | Instalación de dispositivos de medición de filtraciones junto con la contingencia en 2018 Estudio de Willowstick para detectar vías de filtraciones | <ul style="list-style-type: none"> Vigilancia y monitoreo son principios importantes para la seguridad de la presa de Ituango y requieren una mejora general (véase la sección aparte). La vigilancia y las observaciones de las filtraciones son importantes en relación con la erosión interna, que es uno de los principales modos de fallo de la presa. Por lo tanto, se recomienda mejorar la medición de la infiltración para controlar también las partículas erosionadas. Se requiere una evaluación holística de la infiltración basada en toda la información | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|----------------------------------|---|---|---|--|------------|
| | | | | disponible (vigilancia y estudio de Willowstick). | |
| Estribo derecho | <ul style="list-style-type: none"> Filtraciones en el estribo derecho de 60 l/s | <ul style="list-style-type: none"> No hay peligro significativo | Inyecciones adicionales Monitoreo y vigilancia implementado | ➤ Medidas adecuadas | |
| Estribo izquierdo | <ul style="list-style-type: none"> Filtraciones en el estribo izquierdo de 40 l/s Calidad geotécnica muy pobre de la fundación de la parte superior de la presa Zonas inestables/Deslizamiento encima del eje de presa | <ul style="list-style-type: none"> Erosión interna Deformaciones por encima del umbral permitido Corte del camino de acceso/publico través de la presa y consecuentemente retrasos en la construcción | Construcción de un muro de cortes secantes, inyecciones de consolidación | ➤ Falta monitoreo de sólidos en suspensión ➤ Estrecho seguimiento del monitoreo de movimiento superficial (medición con radar) ➤ Colocar soporte adecuado en zonas inestables | |
| Vertedero | | | | | |
| Compuertas radiales | <ul style="list-style-type: none"> Apertura limitada (Borde libre durante el CMP menor a 1 m) | <ul style="list-style-type: none"> Olaje del flujo cambia el régimen de pelo libre a presión | Evitar ingreso de material flotante con barreras flotantes | ➤ Medidas adecuadas – programa de limpieza continua es indispensable ➤ Actualizar el plan de emergencia con el caso que la limpieza falla y material entra la zona de compuertas | |
| Rápida de Descarga & salto esquí | <ul style="list-style-type: none"> Operación continua imprevista Agrietamientos en la losa y los muros Salto insuficiente debido a una operación subóptima de las compuertas y canales | <ul style="list-style-type: none"> Problemas / Fallas en el vertedero hasta que no hay toda la capacidad de generación operativa ponen en peligro todo el proyecto Socavación/Erosión local destruyendo la rápida – tiempo para reparaciones insuficiente o ingreso para hacer las intervenciones no factibles dado que no hay otro órgano para descargar el volumen de ingreso | Programa de intervención & operación óptima del vertedero Reducción del nivel del embalse hasta la cota 407.5 msnm | ➤ Actualmente hay tiempo limitado para ejecutar reparaciones menores ➤ Reducción del nivel del embalse hasta un mínimo posible con el fin incrementar los efectos de retención ➤ Poner las unidades en operación lo más pronto posible ➤ Manteniendo la integridad de la rápida depende 100% del de la casa de máquinas, que no puede ser garantizado en todas las circunstancias. Por lo tanto es necesario de desvincular el riesgo de falla de la rápida con | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|----------------------------|---|--|--|---|------------|
| | | <ul style="list-style-type: none"> Escasez de tiempo de reparaciones con menos de 8 unidades en operación Erosión descontrolada en el talud frontal con caudales bajas | | la operación de las 8 unidades con una descarga intermedia independiente | |
| Cuenco Amortiguador | <ul style="list-style-type: none"> Avance de erosión descontrolada en el fondo | <ul style="list-style-type: none"> Desestabilización de los cortes en roca laterales | Instalación de elementos de vigilancia | <ul style="list-style-type: none"> Medidas para contener la erosión en el cuenco amortiguador con operación balanceada y optimizada del vertedero | |
| Taludes del cuenco | <ul style="list-style-type: none"> Se generan precipitaciones / chorros de agua en los taludes laterales Hay considerables flujos en el talud frontal del vertedero Daños incipientes en el hormigón lanzado del soporte de los cortes | <ul style="list-style-type: none"> Erosión incontrolada y desestabilización de los taludes Inaccesibilidad para efectuar reparaciones en los taludes | Instalación de elementos adicionales de vigilancia | <ul style="list-style-type: none"> Análisis de estabilidad del macizo rocoso por modelo 3D, Medidas para detener la erosión en el cuenco amortiguador | |
| Taludes opuestos al cuenco | <ul style="list-style-type: none"> Erosión de la capa superior de suelo Movimientos superficiales Eliminación de la vegetación | <ul style="list-style-type: none"> Desestabilización del talud Taponamiento de los portales de descarga Alteración del lecho del río en caso de derrumbes | Exploración prevista para estudiar la estabilidad y definir medidas de contención si aplica. | <ul style="list-style-type: none"> Reducción del periodo de operación del vertedero Se recomienda priorizar el estudio de esta ladera | |
| Embalse | | | | | |
| General | <ul style="list-style-type: none"> Desestabilizaciones locales | <ul style="list-style-type: none"> Taponamiento y posterior tsunami por rotura | Monitoreo satelital e inspecciones visuales en lancha | <ul style="list-style-type: none"> Medidas adecuadas, pero se deben mantener durante la vida útil del proyecto | |
| Tenche | <ul style="list-style-type: none"> Residuos de antiguo derrumbe | <ul style="list-style-type: none"> Reactivación Corte de camino | Mantenimiento del camino | <ul style="list-style-type: none"> Completar modelo geológico, geotécnico e hidrogeológico | |
| Paraíso | <ul style="list-style-type: none"> Paleoderrumbes locales | <ul style="list-style-type: none"> Derrumbes | Mantenimiento del camino | <ul style="list-style-type: none"> Completar modelo geológico, geotécnico e hidrogeológico | |
| Chirí y Caparrosa | <ul style="list-style-type: none"> Movimientos superficiales activos | <ul style="list-style-type: none"> Derrumbe de volumen importante | Mantenimiento del camino | <ul style="list-style-type: none"> Completar modelo geológico, geotécnico e hidrogeológico | |

| Área/Estructura | Hallazgos identificados | Peligros asociados | Medidas de mitigación propuestas por EPM | Comentario Pöyry | Evaluación |
|-----------------|-------------------------|--|--|------------------|------------|
| | | <ul style="list-style-type: none"> • Generación de ola de impulso | Investigaciones geológicas-geotécnicas adicionales | | |

2 GENERAL

2.1 Sismicidad

Hallazgos identificados

El proyecto hidroeléctrico Ituango está ubicado en una zona sísmica. Los eventos sísmicos son un riesgo importante de falla de la presa. Por lo tanto, es de gran importancia contar con un sólido estudio sísmico tras el estado de la técnica. El Informe de Análisis de Amenaza Sísmica actualizado fue elaborado por Integral en colaboración con Lettis Consultants International Ltd. de EEUU y está fechado el 12 de marzo de 2021 (Integral: Proyecto Hidroeléctrico Ituango, Actualización del estudio de amenaza sísmica Informe Final, I-2194-PHI-010-GEO-EAS-001). El informe fue revisado por Pöyry.

En general, la seguridad de la presa no se limita únicamente a la seguridad del cuerpo de la presa, ya que está relacionada con todas las estructuras relevantes para la seguridad, incluyendo la presa y sus estribos y el vertedero (estructura y equipo hidromecánico). Una descarga intermedia que permite bajar el nivel del embalse también sería una estructura relevante para la seguridad.

El estudio de análisis de riesgos sísmicos se refiere únicamente a las sacudidas del terreno. No hace referencia explícitamente a otros riesgos sísmicos, como (i) movimientos a lo largo de fallas o discontinuidades en la huella de la presa y el aliviadero, (ii) movimientos a lo largo de fallas activas en la región del embalse y cerca del sitio de la presa, (iii) movimientos de masa en los estribos de la presa que dañen elementos críticos para la seguridad (incluidas las compuertas, el suministro de energía, los motores, las unidades de control, el suministro de energía de emergencia, etc.) o el taponamiento de las tomas, y (iv) sismicidad desencadenada por el embalse.

El movimiento del suelo en el emplazamiento de la presa debido a los peores escenarios sísmicos debe estimarse como base para la evaluación de la seguridad del proyecto de Ituango. Para ello, los parámetros de movimiento del suelo obtenidos a partir del análisis determinista de la amenaza sísmica (DSHA) deben compararse con los obtenidos a partir del análisis probabilista de la amenaza sísmica (PSHA) para un período de retorno de 10.000 años. La comparación entre el DSHA y el PSHA sigue sin realizarse, ya que no se ha preparado ningún DSHA.

El Estudio Probabilístico de Peligrosidad Sísmica (PSHA) presenta algunas deficiencias:

- En el concepto de árbol lógico se combinan los parámetros de movimiento del suelo de los terremotos de tipo cortical y subducción, lo cual es cuestionable.
- El enfoque con el espectro medio condicional (CMS) en opinión de Pöyry no es aplicable y podría subestimar la carga sísmica. Para la selección de las gráficas/historias de aceleración vs tiempo sólo se considerará los espectros de amenaza uniforme (UHS).
- Los registros de aceleración seleccionados se ajustan bastante mal al espectro de amenaza uniforme (UHS), lo que significa que las gráficas/historias de aceleración vs tiempo consideradas podrían no ser adecuadas.
- Las gráficas/historias de aceleración vs tiempo se consideran demasiado cortas, lo que podría subestimar los daños y las deformaciones en la presa.

Peligros asociados

El estudio sísmico disponible se refiere únicamente a las sacudidas del suelo. Los riesgos sísmicos adicionales, como el movimiento del suelo a lo largo de las líneas de falla o las discontinuidades, y los movimientos de masas no se han analizado en particular y, por tanto, se producirían de forma inesperada, sin estar preparados para los posibles daños.

Se han detectado deficiencias en el estudio sísmico actualizado, que podrían conllevar los siguientes riesgos:

- Las cargas sísmicas son potencialmente subestimadas y por ende las estructuras no tienen suficiente resistencia para las cargas sísmicas.
- Los daños debidos a sismos pueden ser mayor de lo previsto
- En el peor caso puede terminar en la rotura de presa

Después de la actualización del estudio de amenaza sísmica en 2021, la atención se centró en el impacto de las cargas sísmicas actualizadas sobre el impacto en la presa. Además, se hace hincapié en que todas las estructuras relevantes para la seguridad deben ser capaces de soportar adecuadamente las cargas sísmicas actualizadas. Además, la seguridad de los estribos de la presa y del vertedero es de gran importancia. También la descarga intermedia adicional, una vez construida, es relevante para la seguridad y debe ser capaz de hacer frente a las cargas sísmicas.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

El estudio de amenaza sísmica que sirvió de base para el diseño original de la presa de Ituango se preparó sobre la base de la normativa vigente en ese momento. Debido a los requisitos posteriores, por ejemplo, el boletín 148 de ICOLD publicado en 2016, se preparó una actualización del estudio sísmico por parte de consultores internacionales y se publicó en 2021.

Conclusiones Pöyry

El proyecto hidroeléctrico Ituango está ubicado en una zona sísmica. Los eventos sísmicos son un riesgo importante de falla de la presa. Por lo tanto, debería existir un estudio sísmico adecuado basado en el estado de la técnica.

Debido a las deficiencias detectadas en el estudio de amenaza sísmica disponible, se requieren correcciones y modificaciones para obtener una base sólida para la evaluación de la seguridad del proyecto Ituango:

- Se preparará un estudio de análisis determinista de riesgo sísmico (DSHA).
- Se evaluará el movimiento potencial de las fallas y las discontinuidades activadas en la huella de la presa y el área del embalse.
- Se evaluará y considerará el movimiento de masas con el potencial de generar ondas de impulso relevantes en el embalse y/o causar daños directos en las estructuras de seguridad relevantes de la planta de Ituango.
- Además, se discutirá y considerará la sismicidad desencadenada por el embalse (RTS).
- El Estudio Probabilístico de Peligrosidad Sísmica (PSHA) será mejorado de acuerdo a las deficiencias detectadas (ver párrafo anterior).

Todas las estructuras relevantes para la seguridad de la central hidroeléctrica de Ituango (estribos de la presa, vertedero, descarga intermedia) se evaluarán con respecto al impacto sísmico y las cargas sísmicas del estudio sísmico modificado.

Actualmente existe el riesgo de que las cargas sísmicas consideradas para el diseño de Ituango estén subestimadas. En base a las cargas sísmicas del estudio sísmico disponible, se esperan daños debido a grandes terremotos. Además, se señala que existen incertidumbres relacionadas con cualquier estudio sísmico.

Por lo tanto, se recomienda la construcción de una descarga intermedia que permita el descenso del nivel del embalse después de un evento sísmico. De este modo, se reduce la probabilidad de rotura de la presa, se reduce el potencial de daños, se permite una inspección más detallada y se facilitan los trabajos de reparación. Dado que el muro de cemento-bentonita de la parte superior de la presa es una estructura vulnerable al impacto sísmico, debería ser posible bajar el nivel del embalse al menos hasta los cimientos del muro de cemento-bentonita (380 msnm).

Además, se subraya que todas las estructuras relevantes para la seguridad deberán ser capaces de resistir con seguridad el impacto sísmico potencial de acuerdo con las directrices pertinentes, incluyendo las sacudidas del suelo y los riesgos sísmicos adicionales.

EPM como propietario y operador de la central deberá estar preparado para los modos de fallo resultantes de las cargas sísmicas subestimadas. Además del impacto de las sacudidas del suelo en las estructuras, también se tendrá en cuenta el movimiento del suelo en las líneas de falla y las discontinuidades y la destrucción debida al movimiento de masas (caída de rocas y deslizamientos de tierra).

2.2 Monitoreo y vigilancia

Hallazgos identificados

Deficiencias en los procedimientos de vigilancia y en la elaboración de informes, por ejemplo

- No hay una evaluación oportuna de la seguridad de las presas
- Se centran en los efectos individuales en lugar de obtener una visión global
- Ausencia de seguimiento de los sólidos en las filtraciones.

Peligros asociados

Con la metodología de monitoreo y vigilancia establecida se pueden generar los siguientes peligros:

- No se detectan los daños u otros incidentes peligrosos.
- Los daños u otros incidentes peligrosos se detectan demasiado tarde para aplicar la medida de mitigación.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

A raíz de la contingencia EPM ha tomado e implementado varias medidas de mitigación para enfrentar la situación. El centro de control y monitoreo (CMT) ha sido implementado y mejorado en el tiempo y actualmente cuenta con un estándar muy alto para poder

recolectar y compilar los datos. La Asesoría genera informes quincenales y mensuales, alguna información viene preparada y evaluado por terceros como por ejemplo datos satelitales, mediciones con radar. A lo largo de la contingencia y en base de diferentes eventos y recomendaciones por otros consultores también se ha reforzado la instrumentación en sectores como el espaldón de la presa, los taludes en el sector Romerito o las obras subterráneas en diferentes túneles y galerías. Con respecto al tema de las filtraciones se han ejecutado estudios complementarios con la empresa Willowstick.



Figura 2-1: Centro de control actualizado (fotos tomados en septiembre 2021)

Conclusiones Pöyry

Se recomienda mejorar los procedimientos de monitoreo y vigilancia incluyendo inspecciones visuales regulares (independiente de vuelos con dron). Además, se deben incluir inspecciones y controles de funcionamiento de los equipos e instrumentos. Es necesario procesar y evaluar oportunamente los datos y la información de la vigilancia. No se ha evidenciado una evaluación y análisis holística de los datos levantados y sus acciones de mitigación específicas correspondientes. Se deben elaborar informes de monitoreo mensuales, anuales y quinquenales significativos.

2.3 Gestión de Proyectos y de Construcción

Hallazgos identificados

Se entiende que existen movimientos en favor de terminar los contratos con las empresas actualmente involucrado en el proyecto por diferentes razones y considerando las diferentes acciones legales que están proceso entre EPM y estas empresas. Según la experiencia de Pöyry en otros proyectos un cambio o reemplazo de las empresas principales en esta etapa del proyecto generaría un riesgo importante para la finalización oportuna del proyecto.

Peligros asociados

La contratación de un nuevo contratista para un proyecto de la envergadura de Ituango tomará varios meses solamente en la definición de los términos y condiciones. Aún más que todavía existen partes del proyecto donde no se ha podido acceder ni definir la ingeniería de reparación. Considerando adicionalmente la historia y los antecedentes de la contingencia será un reto encontrar una empresa o un consorcio que acepta dichas

condiciones sin limitaciones. Se perderán todas las garantías y la responsabilidad global sobre la buena ejecución de las obras.

Por el lado de la ingeniería del proyecto se debe estimar que un nuevo consultor demoraría meses para verificar toda la información proporcionada y generado por la Asesoría antes que puede desarrollar nueva ingeniería con soluciones para la finalización del proyecto.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

EPM ha gestionado adendas a los contratos vigentes con todas las empresas involucradas asegurando la continuidad en el proyecto. Además, se han generado mecanismos de remuneración adecuadas para incluir alcances y trabajos no previstos en los contratos originales. Los pagos han sido ejecutados en tiempo asegurando la liquidez de las empresas así garantizando su presencia en terreno.

Para trabajos muy especializado EPM está gestionando nuevos contratos directos como por ejemplo los trabajos subacuáticos.

Conclusiones Pöyry

Desde el punto de vista del proyecto y el interés principal en avanzar lo más rápido posible en poner en marcha las primeras unidades de generación un cambio del contratista principal y la Asesoría no es recomendable y pone en riesgo el avance de las obras actualmente acumuladas. Adicionalmente, se generará el riesgo que no habrá atención inmediata a emergencias en terreno una vez que el contratista actual se desmoviliza.

3 GEOLOGÍA

Hallazgos identificados

Durante la revisión de los documentos recibidos se han analizados los supuestos y las bases geológicas geotécnicas con respecto a su relevancia en cada capítulo y para cada estructura hasta el nivel de detalle adecuado para dar respuesta a la solicitud de ANLA. No se han hecho revisiones detalladas para comprobar los hechos y los resultados de todas investigaciones geológicas.

Durante las visitas y las reuniones con EPM y sus asesores se ha revisado varias veces el modelo geológico, hidrogeológico en la medida que estaba disponible. En la última visita se ha compartido el avance del modelo geológico 3D con el objetivo de definir las zonas de mayor interés y criticidad.

Cabe destacar la gran cantidad de perforaciones de investigaciones en particular desde ocurrió la contingencia y la cantidad de información geotécnica generada en los diferentes frentes de trabajo. Se nota que EPM y sus asesores no se han limitados en estos trabajos de investigación y comprobación de modelos numéricos por temas económicos buscando las metodologías que dan los mejores resultados y complementándolo con otras tecnologías para calibrar los modelos.

Los aspectos geológicos geotécnicos específicos por las estructuras se discuten a nivel de estructuras en los capítulos correspondientes y en el informe detallado en el Anexo A.

Peligros asociados

La contingencia afectaba en forma directa la ladera derecha del valle, comenzando con la destrucción de obras subterráneas y las socavaciones en el macizo rocoso con la subsiguiente formación de embudos, la desestabilización en superficie y la extensa perturbación del macizo rocoso. La rehabilitación del macizo rocoso está bien concebida pero la compleja situación vigente indudablemente dilate el marco de incertidumbre inevitablemente inherente a la índole geológica.

Indirectamente la contingencia incide en los riesgos del vertedero por la limitación de tiempo disponible para las intervenciones exigidas por la socavación en el cuenco y el mantenimiento de los cortes.

La contingencia no modifica las amenazas relacionadas con movimientos de laderas a lo largo del vaso del embalse, pero de cierto modo interviene en la gestión de riesgos en cuanto que no se logre restablecer la originalmente prevista capacidad del control de la cota del lago.

Comentarios Pöyry

A pesar de los esfuerzos dedicados a la exploración de las condiciones geológicas y geotécnicas, su análisis y las consecuentes medidas implementadas dirigidas a la gestión de riesgos resultados de contingencia, Pöyry quiere resaltar requerimientos imperativos vinculados específicamente con las amenazas geológicas. Si bien el éxito de la consolidación del macizo perturbado será comprobado, no se elimina incondicionalmente el notorio riesgo del “detalle geológico” (como definido por Terzaghi). Una manera de enfrentar tal situación consiste en la aplicación del “método observacional” (Peck), como

formulado p. e. en el Eurocode 7. En esta relación, el ejercicio de una diligente vigilancia es una de las actividades indispensables. Exige la instalación y operación de un sistema de monitoreo y la evaluación sincronizada. También se debe tomar en cuenta el factor de tiempo en comportamiento de los elementos geológicos. Por ejemplo, el efecto hidrogeológico de una milonita de cizalla en las presiones de poros y consecuentemente en la estabilidad de un macizo rocoso puede demorar años en materializar y tal condición exige mantener la correspondiente capacidad de intervención a largo plazo. Pöry exhorta particular atención al proceso del ascenso de la cota del lago debe ajustarse a un programa en etapas con definidos umbrales de aceptación. Existen antecedentes de cumplimiento exitoso con los requerimientos de ALARP (as low as reasonably practicable).

4 SITUACIÓN MARGEN DERECHA

La margen derecha incluye los siguientes elementos y áreas de trabajo:

- Captaciones
- Plazoleta de Compuertas (N°1-4)
- Deslizamiento Romerito
- Deslizamiento Desviaciones
- Capitán incluso:
 - a. Sitio 7, Subestación, Base Militar
 - b. Portal de Descargas
 - c. Caminos de Accesos

En los capítulos subsiguientes se presentan los hallazgos identificados, así como los peligros asociados. Además, y en continuación las medidas de mitigación y la opinión de Pöyry al respecto son discutidos.

4.1 Captaciones

Hallazgos identificados

Durante la contingencia, el agua circuló por las captaciones 1, 2, 7 y 8. Al momento de la contingencia la estructura de captación se encontraba terminada, la instalación de las rejas coladeras no estaba completa, pero se finalizó el trabajo previo al paso del agua.

La estructura estaba expuesta a cargas muchos superiores a los que normalmente actúan durante la operación normal. Por lo tanto, es importante revisar y si necesario repotencia la estructura de hormigón armado. También se han reportado paneles con fallas por la sobrecarga durante la contingencia.

Peligros asociados

Bloqueo de entrada por derrumbes/deslizamiento, potencialmente provenientes del deslizamiento Romerito, de los cortes potencialmente afectados por la erosión y asentamiento en el interior de la ladera (fisuración al nivel de la plataforma de compuertas y en los pozos de compuertas) además del derrumbe de los portales de Túneles de Desvío, así como de los escombros provenientes del vaso del embalse (troncos, vegetación, material detrítico).

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Los trabajos subacuáticos incluyen la limpieza del material que se encuentra acumulado frente a las captaciones, así como también el retiro y posterior reemplazo de las rejas coladeras.

Las captaciones se reforzarán con una estructura del tipo exoesqueleto. Además, las áreas erosionadas serán rehabilitado con hormigón anti-deslave. Los paneles de rejas con fallas serán retirados y reemplazados.



Figura 4-1: Propuesta de estructura exoesqueleto de Integral para las captaciones

Conclusiones Pöyry

Es un área bajo investigación por su compleja accesibilidad y a pesar de las inspecciones ROV que se han ejecutado, el detalle de su real estado solo se conocerá cuando comiencen los trabajos subacuáticos. Por ende, las medidas y comentarios aquí presentados no son del todo conclusivos.

No obstante, en base a la información existente y a los trabajos planificados por EPM, Pöyry considera que la metodología o enfoque es el correcto. Como se manifiesta en otros capítulos de este informe, la ejecución de los trabajos subacuáticos, en vista de la magnitud de este proyecto, sigue siendo uno de los grandes desafíos para EPM.

4.2 Plazoleta de Compuertas (Unidades N°1-4)

Hallazgos identificados

La plazoleta de compuertas, dada su ubicación, se encuentra expuesta a todas las inestabilidades que sufra la ladera derecha durante la contingencia.

Los principales hallazgos identificados en este sector son:

- Agrietamiento de tracción en el revestimiento de los pozos de compuertas, de rumbo N-S y de buzamiento de aproximadamente 40° W.
- Agrietamiento en galería de pozos de compuertas y plataforma de pozos de compuerta, que también indicaban un movimiento hacia el interior del macizo rocoso. Incluían grietas en el piso de hormigón de rumbo NW-SE y NE-SW.
- Agrietamiento en el macizo rocoso superficial. Eran de variada orientación; las principales sub-verticales con manto o inclinación hacia el oeste (embalse).

Peligros asociados

Colapso del corte de emplazamiento de la plataforma de pozos de compuertas y de la ladera (deslizamiento Romerito, directamente encima) y bloqueo de las captaciones, situadas a la cota 350 msnm, hoy bajo agua.

Mayores deformaciones del hormigón de revestimiento de pozos de compuertas y del piso de la cámara de compuertas, además del soporte colocado en la plataforma y en la galería de pozos de compuertas, obstruyendo la operación de las compuertas.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Instalación de estructuras de protección contra caída de rocas, que consistieron en un armazón y techo metálico sobre los pozos de compuertas exteriores. Adicionalmente, se reforzó el soporte de las paredes y techo de la galería de pozos. Finalmente, los trabajos de reforzamiento de los taludes en el sector y del macizo rocoso en profundidad, entregan también mayor protección a la plazoleta misma.

Conclusiones Pöyry

Los agrietamientos observados y medidos indican un asentamiento de la ladera hacia los vacíos creados por la erosión de la zona perturbada sur del macizo rocoso.

Se requiere de la reanálisis para diseño de soportes adicionales requeridos, además de lo ya colocado.

Se debe verificar el requerimiento de rehabilitación del revestimiento de los pozos y de la consolidación del macizo rocoso circundante.

Adicionalmente, la seguridad de esta zona estará dada por estabilización completa de los taludes en el área y del macizo rocoso perturbado en profundidad.

4.3 Deslizamiento Romerito

Hallazgos identificados

Producto de la contingencia, se generó un embudo y consiguientes movimientos en la ladera derecha, por encima de la cota 600 msnm aproximadamente, directamente sobre la plazoleta de compuertas 1 a 4, y muy cercano a otras obras relevantes de la margen derecha, y que comenzó con una depresión de subsidencia, más o menos a la cota 600 msnm.

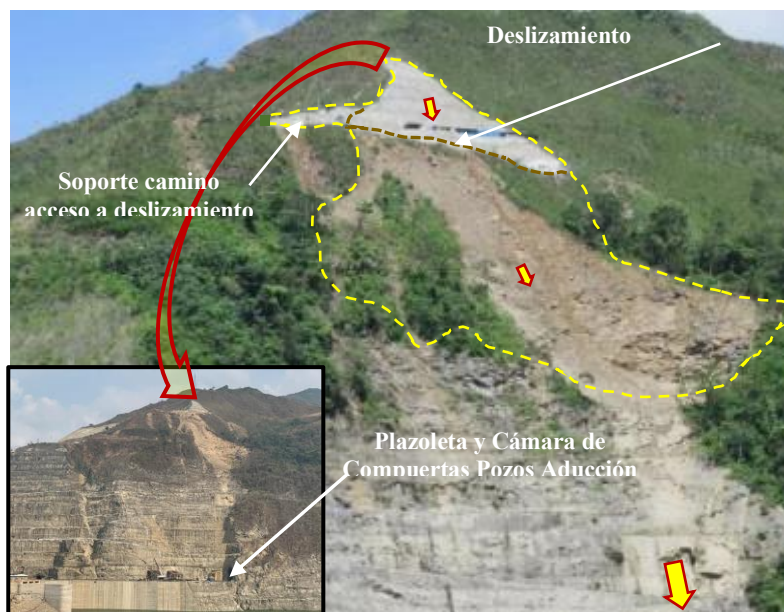


Figura 4-2: Vista panorámica del deslizamiento Romerito

Asociado a este deslizamiento, se encuentra la chimenea generada en superficie (cota 600 msnm), y que se junta en profundidad con el gran volumen de roca perturbada de la zona sur que se discute en capítulo 4.11 y que tiene gran relevancia para este proyecto.

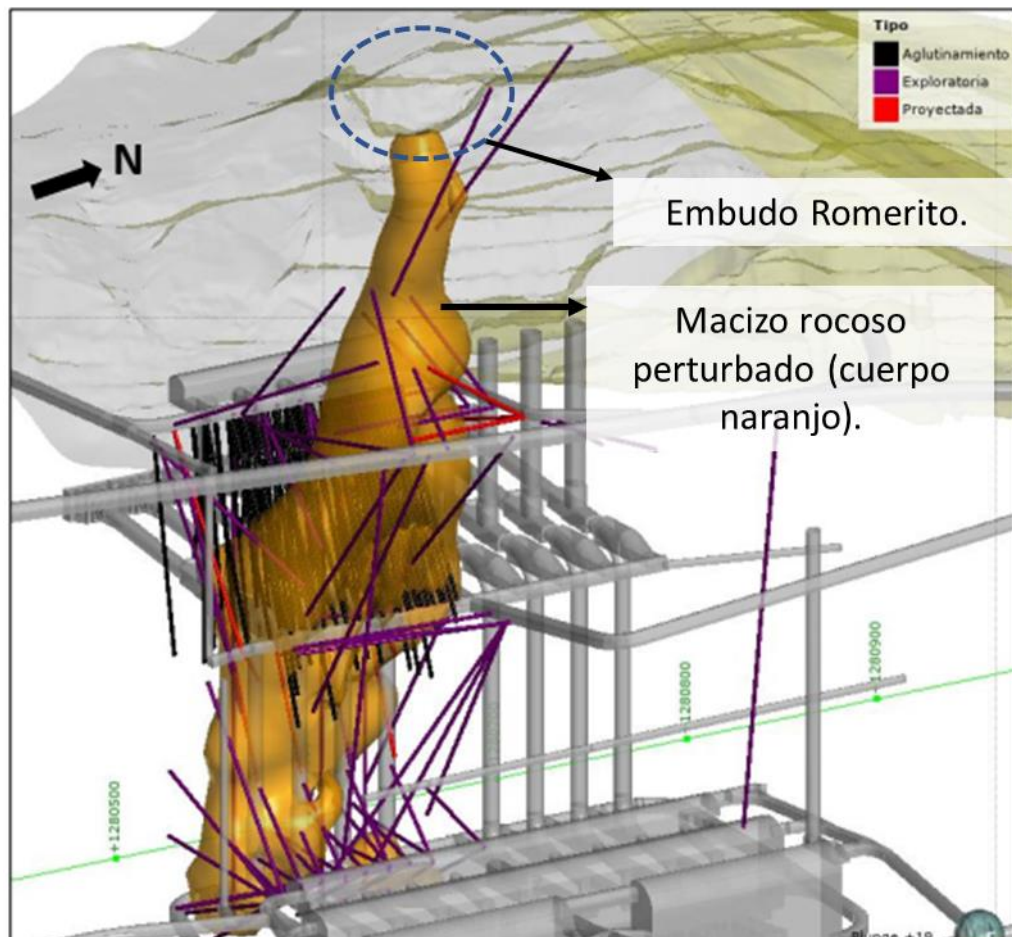


Figura 4-3: Volumen de roca perturbada en zona sur y su conexión con el sector Romerito.

Peligros asociados

La reactivación de este deslizamiento afectaría directamente obras que son de gran importancia para el proyecto, pudiendo, por ejemplo, generar un bloqueo y/o daño en los pozos de compuerta 1 a 4, o en las estructuras de captación, entre otras. Adicionalmente, la inestabilidad superficial de este sector pudiera también afectar la estabilidad de algunas obras subterráneas alojadas en esta margen. Todos estos peligros son inaceptables para el proyecto, y de ahí la necesidad de implementar una completa estabilización del sector, cosa que EPM ha estado realizando durante los últimos años.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Además de la remoción del material inestable, el tratamiento realizado por EPM consiste en la excavación de un sistema de bancos y anchas bermas y en la colocación simultánea por bancos descendentes, de un soporte pesado que incluye anclajes de hasta 30-40 m de longitud en las partes superiores de este deslizamiento, para luego seguir con pernos sistemáticos de 12 m de longitud, con cabezal de hormigón para no punzar el shotcrete

reforzado con malla(s), que al menos con un espesor 15-20 cm, se ha colocado adicionalmente en todo el corte. Sólo falta completar el soporte del embudo inicial y la excavación y soporte de la zona de empalme con el soporte del corte de la plazoleta de pozos de compuertas, ubicada directamente más abajo.

También se ha construido un sistema de pozos o cunetas de contrafosos en el borde superior de este deslizamiento, para desvío de las aguas lluvias superficiales, revestidas con hormigón.

Adicionalmente, el área cuenta con un completo sistema de monitoreo que incluye el uso de radares, extensómetros, piezómetros, etc.

Conclusiones Pöyry

Pöyry considera que las medidas de estabilización y monitoreo diseñadas son conceptualmente adecuadas. Como parte de la estabilización de esta ladera es fundamental realizar los tratamientos de inyección requeridos en el macizo rocoso perturbado de la parte alta del embudo Romerito. A su vez, las exploraciones para detallar la geometría precisa del macizo perturbado en esta zona continúan en ejecución. Es importante que EPM vaya actualizando los modelos de estabilidad y el diseño/planificación de los trabajos a medida que las exploraciones vayan aportando nuevos antecedentes.

Con base en los levantamientos geológicos de los cortes de excavación se debe desarrollar un modelo geotécnico del sector.

Se necesitan instalaciones de monitoreo hidrogeológico para averiguar la eficiencia del drenaje de la ladera.

4.4 Deslizamiento Túneles de Desvío

Hallazgos identificados

Producto de la contingencia, se generó un embudo y un colapso o deslizamiento sobre los portales de entrada de los Túneles de Desvío. Este deslizamiento continúa inferiormente por debajo del nivel del embalse.

A la fecha de este informe, no se ha aplicado medidas de estabilización en este deslizamiento. De acuerdo con lo observado por Pöyry, se han producido caída de bloques y material detrítico, que, si bien no son de gran importancia, denotan que el sector continúa en evolución.



Figura 4-4: Vista del deslizamiento ocurrido sobre los portales de túneles de desvío, el 16 de mayo de 2018, correspondiente al 2º pulso o evento de este colapso

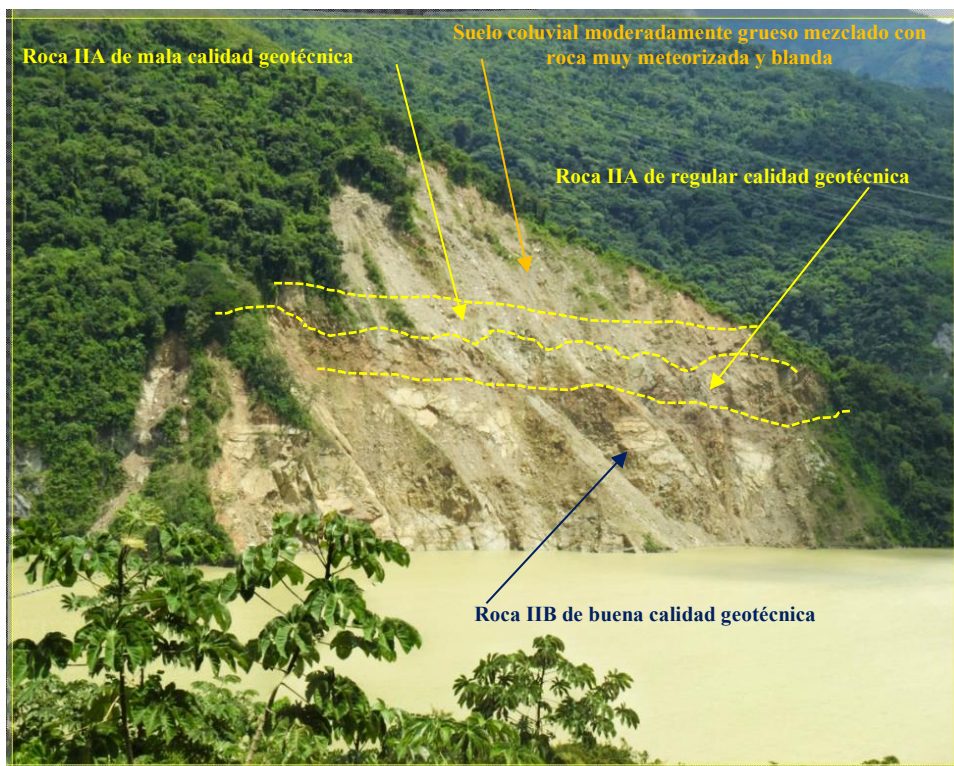


Figura 4-5: Vista de este deslizamiento (octubre 2021); se indican niveles de suelo y rocas de distinta calidad geotécnica

Peligros asociados

Dada la condición de la parte superior y media de este deslizamiento (suelo coluvial y rocas muy meteorizadas y fracturadas), en el mediano-largo plazo está el peligro de inestabilidad en este sector. Esto pudiera generar varios problemas para el proyecto, incluyendo una eventual ola con dirección al vertedero y presa. Además, producto de la cercanía de este sector con la galería de acceso a cámara de compuertas, una reactivación de este deslizamiento pudiera gatillar una inestabilidad en la galería.

Estos eventuales deslizamientos hacen necesario su urgente exploración, instrumentación y trabajos constructivos de drenaje y de soporte.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

El talud cuenta con monitoreo remoto que permite identificar deformaciones. Sin embargo, aún no se ha ejecutado medidas de estabilización en el lugar y tampoco se cuenta con un diseño definitivo de estas, pues continúa en estudio. EPM está planificando algunas investigaciones de terreno que pudieran servir para finalizar el diseño respectivo.

Conclusiones Pöyry

Pöyry considera que se debe avanzar a la brevedad con la exploración de este sector.

A priori, las medidas de estabilización que debieran considerarse son similares a las utilizadas en el caso de Romerito, incluyendo la remoción del material afectado, la excavación de bancos y la instalación de soporte pesado, al menos en la parte superior del talud, de modo de minimizar la posibilidad de que esta inestabilidad siga evolucionando.

Dadas las dificultades de acceso e inestabilidad del área, se debe tener particular cuidado en la planificación segura de los trabajos a ejecutar.

4.5 Capitán incluyendo Sitio 7, Subestación, Base Militar

Hallazgos identificados

Esta zona se ubica aguas abajo de la presa del proyecto, al Norte de Romerito. El talud ha presentado diversas inestabilidades en el tiempo. En la última visita de Septiembre 2021 continuaba la ejecución de trabajos en algunas zonas puntuales.

Peligros asociados

Las inestabilidades en este sector podrían generar daños en la subestación eléctrica, la base militar y otras instalaciones del proyecto.

Se han apreciado grietas del hormigón proyectado ya colocado, además de daños locales de la malla, y la necesidad de colocación de más anclajes o pernos largos, incluso pequeñas depresiones.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

El proyecto ha instalado soporte en estas zonas inestables, incluyendo anclajes y pernos largos, y hormigón lanzado reforzado con malla(s). Adicionalmente, se construyó un túnel de drenaje con el objetivo de disminuir el nivel freático en el área. La zona actualmente cuenta con un buen sistema de monitoreo.

Conclusiones Pöyry

Pöyry estima que las medidas de estabilización adoptadas son conceptualmente adecuadas y el hecho de que sean sectores aislados favorece este tipo de solución.

Se necesita un modelo geotécnico-hidrogeológico.

4.6 Portales de Túneles de Descargas

Hallazgos identificados

Producto de los destaponamientos ocurridos durante la contingencia, especialmente en el Túnel de Desvío Derecho, se produjo un arrastre y depositación importante de material en la zona de los portales de los túneles de descarga. Esto provocó un aumento de aproximadamente 10 m en la cota del lecho del río.

Peligros asociados

Aumento del nivel de agua del río en el sector de estos portales, con el peligro de inundación de estos túneles y el impedimento de poder trabajar en seco en estas obras subterráneas, además de los problemas que esto implicaría cuando los túneles de descarga se encuentren operativos.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

EPM ha construido un muro protector de los portales, que entrega mayor holgura para evitar posibles inundaciones. Adicionalmente, se encuentra ejecutando un plan de remoción de material que busca restituir el nivel original (pre-contingencia) del río en este sector con maquinaria pesada importada desde el extranjero.



Figura 4-6: Vista del inicio de los trabajos de dragado con una potente excavadora del lecho o cauce del río Cauca, frente y aguas debajo de los portales de los Túneles de Descarga

Conclusiones Pöyry

Pöyry estima que las medidas planteadas por EPM son adecuadas.

4.7

Caminos de Accesos

Hallazgos identificados

En el camino que une el Campamento de EPM con el proyecto, se ha identificado inestabilidades locales en los sectores Chirí y Caparrosa, que son deslizamientos activos.

Peligros asociados

Caída o derrumbes de rocas, con ocasión de lluvias intensas y/o prolongadas. Eventual peligro de deslizamiento mayor en el caso de sismos importantes.

Consecuentemente, en ambos casos se produciría el bloqueo de este camino de acceso, lo que había ocurrido durante la última visita presencial de octubre de 2021, lo que obligó al pronto despeje del material caído al camino.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Limpeza de camino y fortificación de las zonas inestables.

Conclusiones Pöyry

Medida adecuada. No obstante, se recomienda una solución global al problema de estos sectores, para terminar de una vez con el tema de inestabilidad pendiente que hace crisis cada vez que hay lluvias intensas/prolongadas y un eventual sismo importante.

4.8 Conducción Superior

Hallazgos identificados

Al momento de la contingencia, el concreto en los túneles de conducción superior se encontraba avanzado en un 98% en la solera y un 93% en la bóveda. Los sectores faltantes correspondían a tramos en los túneles de las conducciones 2, 3 y 4.

Respecto a las conducciones 1 a 4, las inspecciones realizadas mediante ROV indican que estos túneles no presentarían daños en su estructura, excepto el tramo más próximo a la zona no revestida del túnel 2, que presenta daños que no comprometen la estabilidad de la obra.

Peligros asociados

Para la rehabilitación de las conducciones es necesaria la ejecución de trabajos subacuáticos. Los peligros identificados están principalmente asociados a estos trabajos, más que a las conducciones mismas, en particular a eventuales retrasos generados en la etapa de instalación del tapón mecánico.

Estos retrasos son relevantes ya que, como se discute en varios capítulos de este informe, es muy importante para este proyecto comenzar a desviar prontamente el agua por las conducciones para no tener activo en forma permanente el vertedero.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Para la rehabilitación de estas obras, aun es necesario realizar una serie de trabajos, cuya correcta ejecución se encuentra directamente asociada al éxito de los trabajos subacuáticos, en especial, los que incluyen la instalación de los tapones mecánicos en la captación. Esta actividad es clave para poder finalizar de forma adecuada y segura los trabajos en las conducciones.

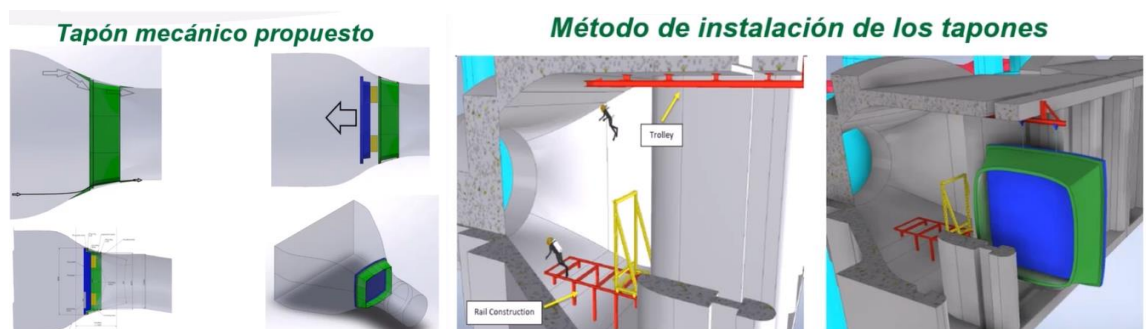


Figura 4-7: Esquema para la instalación de tapones mecánicos, los que se instalan por medio de un sistema de rieles de corredera, que se instala previamente (EPM, 2020a)

Los trabajos que se deben ejecutar dentro de las conducciones incluyen la destrucción de tapones, y la instalación de refuerzos. Estos no representan mayor desafío en sí mismo y, por tanto, Pöyry considera que la mayor complejidad en este sector es la ejecución de los trabajos subacuáticos. Los riesgos asociados a esto incluyen, además de posibles retrasos, eventuales infiltraciones excesivas o complicaciones en la instalación misma del tapón mecánico, ya sea por aspectos geométricos o por condiciones geotécnicas.

Conclusiones Pöyry

Dado que se tiene principalmente la información de las inspecciones ROV, y en cuenta de sus limitaciones, Pöyry considera que la información disponible para estos sectores no es mucha. En ese sentido, la inspección que se realice en esta zona como parte de los trabajos subacuáticos será de gran utilidad para afinar algunos aspectos de la condición de las conducciones y de la planificación de los trabajos. A su vez, la dificultad de los trabajos subacuáticos, dada la magnitud de este proyecto, representa, en sí misma, un grado de incertidumbre para el proyecto, lo que transforma a esta actividad en uno de los desafíos más importantes que le quedan a este proyecto.

4.9 Galería de Pozos de Compuertas (N°5-8)

Hallazgos identificados

La galería de pozos, o pequeña caverna de compuertas de los pozos 5 a 8, presentó agrietamientos significativos abiertos (más de 2 cm) que se observaron en el portal de entrada, dentro de la galería misma y de manera muy clara en el hormigón del piso de dicha galería. Estas grietas, de orientación NW-SE y NE-SW, forman una cuña o un prisma que se abre hacia el interior del apoyo derecho, esto es, hacia donde se encuentra el sistema de obras subterráneas de este proyecto y la zona perturbada sur.



Figura 4-8: Vista de las grietas abiertas de la zona del Portal de Entrada de la Cámara de Compuertas de los pozos de Aducción, y una de las grietas del piso de dicha cámara

Peligros asociados

Las inestabilidades generadas en esta galería conllevan el peligro de un eventual colapso parcial o total de esta obra. Se debe destacar que la estabilidad de esta galería depende además de la estabilidad en superficie, particularmente el sector Romerito y en menor medida, el deslizamiento sobre los portales de entrada de los túneles de desvío. Viceversa, una inestabilidad en esta galería podría también gatillar inestabilidades en superficie.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

La rehabilitación de esta galería implicó la reparación de las zonas cuyo soporte se encontraba dañado, incluyendo la aplicación de hormigón proyectado, y la instalación de pernos y mallas. Además, se instalaron tendones desde la zona del embalse con el objetivo de soportar de mejor manera el pilar de roca entre esta galería y el embalse. Las galerías de comunicación fueron totalmente rellenas de hormigón. La galería cuenta con un sistema de monitoreo que, sumado al monitoreo de superficie en esa zona, permite controlar de buena manera eventuales deformaciones que pudieran afectar en esta obra.

Conclusiones Pöyry

Pöyry considera que las medidas tomadas por EPM en esta obra son adecuadas. Sin embargo, y como se dijo anteriormente, la estabilidad de esta obra y la estabilidad en superficie están directamente ligadas. Y por tanto, es fundamental que se finalice de buena manera las medidas correctivas en el sector de Romerito y de los portales de desviación, situación que se analiza en otros subcapítulos de este informe.

4.10 Pozos de Presión

Hallazgos identificados

Producto de la contingencia, los pozos de presión 1 y 2, así como el pilar de roca que les separaba, se encontraron socavados y conectados entre sí por una oquedad de un diámetro promedio del orden de 45-50 m, y una altura de unos 70-90 m, esto es un volumen de a lo menos 65,000 m³. Es decir, el agua socavó, erosionó y arrastró hidráulicamente tanto el hormigón de revestimiento como el pilar de roca entre ambos pozos.

Recuperación de pozos de presión 1 y 2

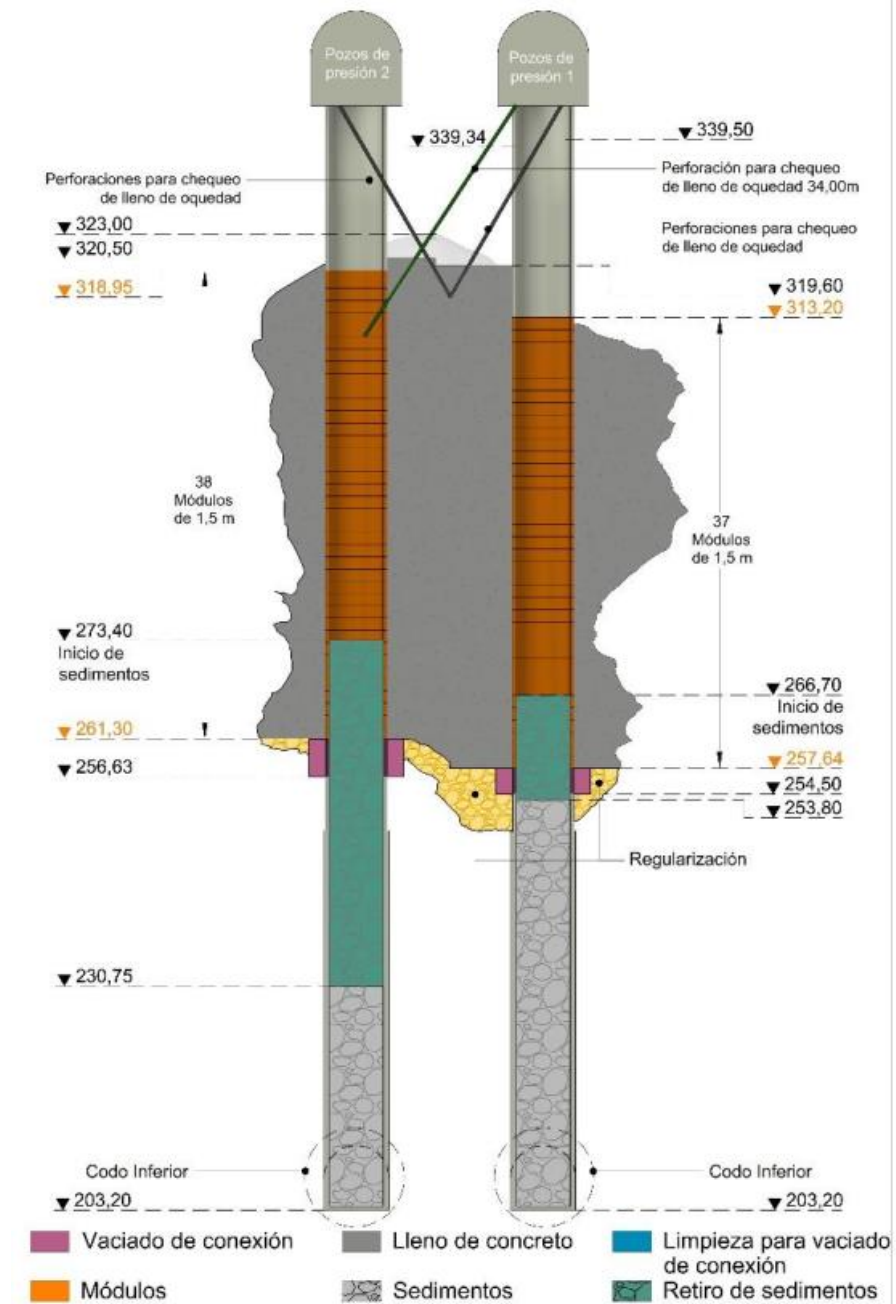


Figura 4-9: Avance y Limpieza de Sedimentos de los Pozos en Presión 1 y 2

En términos generales, la reparación de este sector se basó en técnicas y materiales de uso convencional en obras subterráneas, y si bien la magnitud de la oquedad es significativa, es esperable que sus resultados hayan sido los adecuados.

Por otra parte, los pozos de presión 5 a 8 se encuentran, en mayor o menor medida, dentro del volumen de macizo rocoso afectado de la zona sur, y por tanto, están destruidos. Para

su reparación es necesario que primero se haya finalizado la total estabilización del volumen afectado, al menos en las cotas en que se encuentran los pozos de presión.

Peligros asociados

La zona sur perturbada totaliza del orden de 1.000.000 m³. Dado su tamaño y el nivel de daños observado en la intensa campaña de exploraciones realizada por EPM, se espera que la reparación de este sector sea muy compleja, además de lenta y costosa.

Si este volumen perturbado no queda bien consolidado, el macizo rocoso no actuará solidariamente con las obras de la central, pudiendo dar origen a futuras deformaciones frente a esfuerzos importantes del macizo rocoso en general, que podrían dar paso a potenciales filtraciones de aguas hacia las cavernas, e incluso, llevar al colapso de algunas de las obras involucradas.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

EPM ya está ejecutando un plan para estabilización del macizo rocoso afectado, el que se describe en el capítulo 4.11, y consiste principalmente en la realización de inyecciones de aglutinamiento con morteros y lechadas, con el fin de rellenar las oquedades y dar continuidad al macizo rocoso.

Una vez finalizada la estabilización de este sector, se reconstruirá los pozos de presión, incluyendo la instalación de blindaje de acero en toda su extensión.

Conclusiones Pöyry

Pöyry considera que la estrategia de estabilización y reconstrucción es conceptualmente adecuada. En particular, una vez estabilizado el macizo rocoso, la reconstrucción implica técnicas estándar de construcción que no debieran implicar grandes complejidades de diseño ni de construcción. Además, se valora la instalación de blindaje en toda la extensión de estas obras. Sin embargo, la estabilización de la zona sur sigue representando uno de los grandes desafíos de este proyecto, situación que se discute en el Capítulo 4.11. Sin la correcta estabilización de este sector no es posible finalizar de buena manera los pozos de presión.

4.11 Zona Sur perturbada Conducciones (N°5-8)

Hallazgos identificados

A pesar del poco tiempo en que circuló el agua (varios días) por las conducciones 7 y 8, esto fue suficiente para provocar su derrumbe y taponamiento, además de severos daños a la infraestructura existente y al macizo rocoso circundante, que se encuentra descomprimido, con huecos y parcialmente inestable. El proyecto ha hecho un esfuerzo importante para explorar y delimitar adecuadamente esta zona de modo de definir el volumen que requiere tratamiento. Si bien dicha exploración no ha finalizado, ya hay una idea bastante avanzada de la situación en el sector, que abarcaría un macizo perturbado cuyo volumen es del orden de 1.000.000 m³ y que en superficie se conecta al cráter generado al inicio del deslizamiento de Romerito.

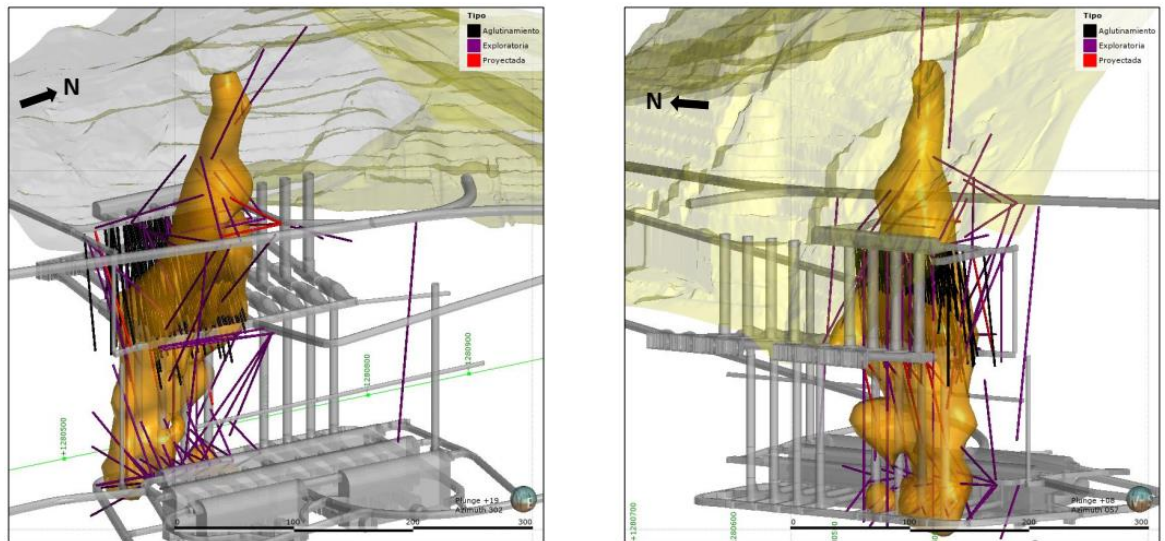


Figura 4-10: Vistas del volumen de macizo rocoso de la zona sur, afectado por la contingencia (en naranja), esto es descomprimido, con huecos e inestable, incluyendo su ápice superior de conexión con el deslizamiento Romerito

Los trabajos de inyección en este sector han mostrado que la admisión promedio es del orden de 3 m³/m lineal, con zonas puntuales que alcanzan incluso más de 15 m³ por/m lineal de perforación. Estos consumos de mortero que principalmente se deja caer por gravedad en los pozos son extremadamente elevados y dan cuenta del gran grado de afectación y generación de huecos o vacíos que sufrió este sector.

Dada la inmensa magnitud y el gran nivel de afectación del macizo rocoso perturbado **sur**, el gran peligro es que, de no ser estabilizado correctamente, este continúe evolucionando, afectando la estabilidad de las obras que se reconstruyan en esa zona, además de la ladera completa, incluyendo las obras en superficie. Adicionalmente, existe el riesgo de que algún evento sísmico pudiera aumentar la permeabilidad del macizo rocoso que conecta con el embalse, generando filtraciones hacia las cavernas, situación que ha sido incluso mencionada por el Board o Junta de Asesores del proyecto Ituango (Informe No 28 de la Junta de Asesores). Estos riesgos son inaceptables para el proyecto, y por tanto, el correcto y pronto tratamiento del volumen afectado es fundamental para asegurar la estabilidad de las obras del proyecto.

Tanto los trabajos de recuperación, como la evaluación adecuada de los resultados finales de estos trabajos, presentan desafíos mayores para el proyecto, tanto a nivel de diseño como de ejecución.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

La intensa campaña de exploraciones ejecutada por EPM para definir el volumen afectado ha sido de gran importancia y utilidad para poder evaluar el nivel de daños y planificar los trabajos necesarios.

La reparación del macizo rocoso en este sector se basa principalmente en la realización de inyecciones de aglutinamiento con morteros y lechadas que permitirán rellenar las oquedades y dar continuidad al macizo rocoso. Los trabajos de aglutinamiento y

recuperación se subdividirían y se ejecutarán en 3 zonas: superior, media y baja (Figura 4-11).

General Location.

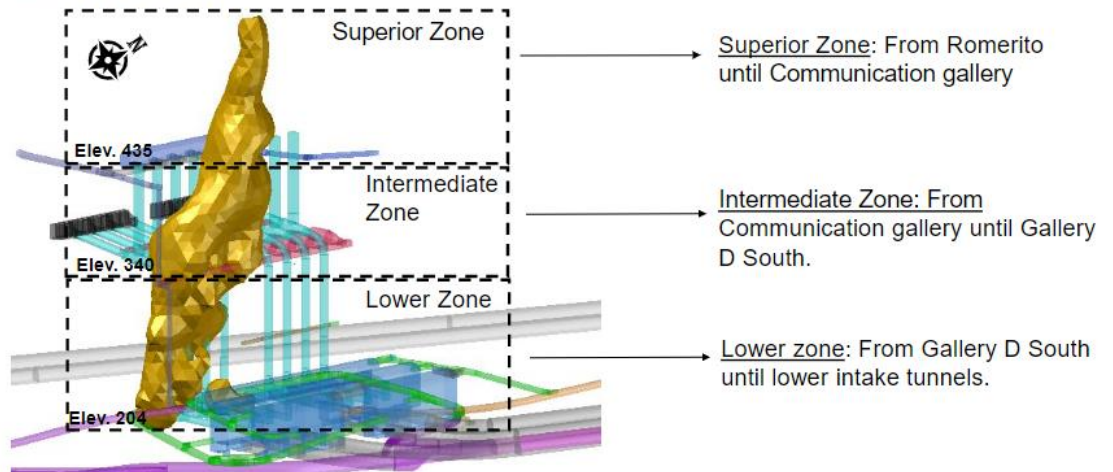


Figura 4-11: Zonas definidas para los Trabajos de Recuperación de la roca afectado en la Zona Sur

Los modelos numéricos realizados por la asesoría indican que la condición actual no sería estable frente a un sismo con periodo de retorno de 2500 años. Para asegurar la estabilidad del sector, incluso en esa situación, sería necesario que las inyecciones permitan mejorar el macizo rocoso alcanzando como mínimo un GSI de 30, un módulo elástico de 300 MPa y una permeabilidad entre 1×10^{-6} y 10×10^{-7} (informe I-2194-PHI-010-GEO-DEG-TMCS-001. Revisión 3).

Conclusiones Pöyry

Conceptualmente, la estrategia de rehabilitación del macizo rocoso perturbado es adecuada. Sin embargo, dado el volumen y nivel de daños presentes, el desafío es mayor, quizás el más complejo que tenga el proyecto. A su vez, la logística necesaria para ejecutar estos trabajos es también un desafío para el proyecto, que, por diversas razones, aún no ha podido ejecutar el tratamiento con la celeridad que se esperaría.

Respecto a los parámetros mínimos del macizo rocoso rehabilitado, de modo de asegurar su estabilidad, es fundamental que EPM continúe refinando los modelos de acuerdo con los nuevos antecedentes que pudieran surgir de las exploraciones que se ejecutan, tales como mediciones de esfuerzo in situ y mediciones geofísicas, entre otras. La definición de dichos valores mínimos o umbrales debe ser siempre realizada desde el lado conservador, pues a pesar de las exploraciones realizadas, el proyecto no logrará disipar del todo la incertidumbre respecto al real daño en el macizo de la margen derecha.

Es clave que EPM diseñe un acucioso plan de investigaciones que permita caracterizar de la mejor manera posible el macizo rocoso post tratamiento, de modo de asegurarse que este cumple con las propiedades mínimas discutidas en el párrafo anterior. El plan de investigación debiera incluir, a lo menos, sondajes con medición de RQD, televiewer, ensayos de permeabilidad in situ y medición de propiedades elásticas in situ.

Finalmente, Pöyry recomienda que el tratamiento no se limite exclusivamente a la zona perturbada, sino que abarque también el pilar de roca hasta el embalse, de modo de mejorar y asegurar su condición de permeabilidad y estabilidad.

4.12 Caverna de transformadores

Hallazgos identificados

Esta caverna se encontró, en general, en buen estado estructural. La bóveda se apreciaba con algunos agrietamientos locales, pero estable. Los agrietamientos más significativos se disponen horizontalmente cercanos a ambos hombros de la caverna, desde la zona central hasta la zona del extremo sur, donde se presentó mayor nivel de agrietamientos, la que coincide con el ramal más al sur de la falla Mellizos.



Figura 4-12: Daños en el sistema de fortificación en la zona sur de la caverna de transformadores

Peligros asociados

Esta caverna se encuentra muy cercana a la zona sur perturbada. Esto se ve potenciado, además, por los grandes daños observados en el macizo e infraestructura ubicada inmediatamente al sur de esta caverna, como las galerías de construcción. Por tanto, el correcto tratamiento del macizo perturbado es fundamental para asegurar la estabilidad en el mediano-largo plazo de la caverna de transformadores.

El pilar de roca aparentemente sana entre esta caverna y la zona perturbada resulta clave tanto por temas de estabilidad como de permeabilidad, el tratamiento permitirá impedir que el volumen perturbado evolucione pudiendo, eventualmente, afectar este pilar.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Los trabajos de reparación han consistido principalmente en limpieza de escombros, demolición de concretos dañados, re-fortificación de zonas afectadas con elementos de fortificación convencional, inyecciones de consolidación e instalación de un extenso sistema de instrumentación.

En el caso de las galerías de construcción sur se está ejecutando un mejoramiento del terreno y una reconstrucción de estas obras.

Conclusiones Pöyry

Durante las visitas a terreno y en base a los antecedentes disponibles, esta caverna se observa estable. Las medidas de reparación planificadas se basan en técnicas comunes de construcción y debieran llevar a buenos resultados. Sin embargo, esta obra se encuentra muy próxima a las zonas de macizo rocoso perturbado y, por tanto, su estabilidad en el mediano-largo plazo dependerá del correcto tratamiento de este macizo.

4.13 Caverna de máquinas

Hallazgos identificados

Posterior a la contingencia, en la casa de máquinas se encontró una pila de escombros y de relleno detrítico de arrastre de las aguas de desvío, que cubrían gran parte del lado sur (desde la unidad 4) y en menor medida el lado norte.

En varias zonas de la caverna se identificaron socavaciones importantes, como la observada en la culata norte y en la pared derecha en la salida de las conducciones 1 y 2. Pero sin duda, la más relevante es la ubicada en la pared izquierda-zona norte, donde la socavación destruyó gran parte del pilar de roca de 30 m de espesor que separaba la caverna de máquinas con la almenara norte.

Los hormigones asociados a las unidades de generación se vieron severamente afectados.



Figura 4-13: Vista de los daños en la Caverna de Máquinas

A pesar de todos estos importantes daños, se considera que la caverna era globalmente estable después de la contingencia.

Peligros asociados

Las diversas inestabilidades del sector casa de máquinas pudieran haber evolucionado de manera de que en el mediano-largo plazo esta caverna no fuera estable. Dada la relevancia de la infraestructura alojada en esta caverna, este sería un riesgo inaceptable para la central.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

EPM ha realizados una serie de trabajos con el objetivo de mejorar la estabilidad de la caverna de máquinas y sus alrededores. Entre ellos, están los siguientes:

- La rehabilitación de los accesos y galerías de construcción dañados/colapsados
- La estabilización del techo del pilar de roca socavado entre casa de máquinas y almenara norte, mediante la instalación de tensores desde la galería 290, y posteriormente la total reconstrucción de este pilar.

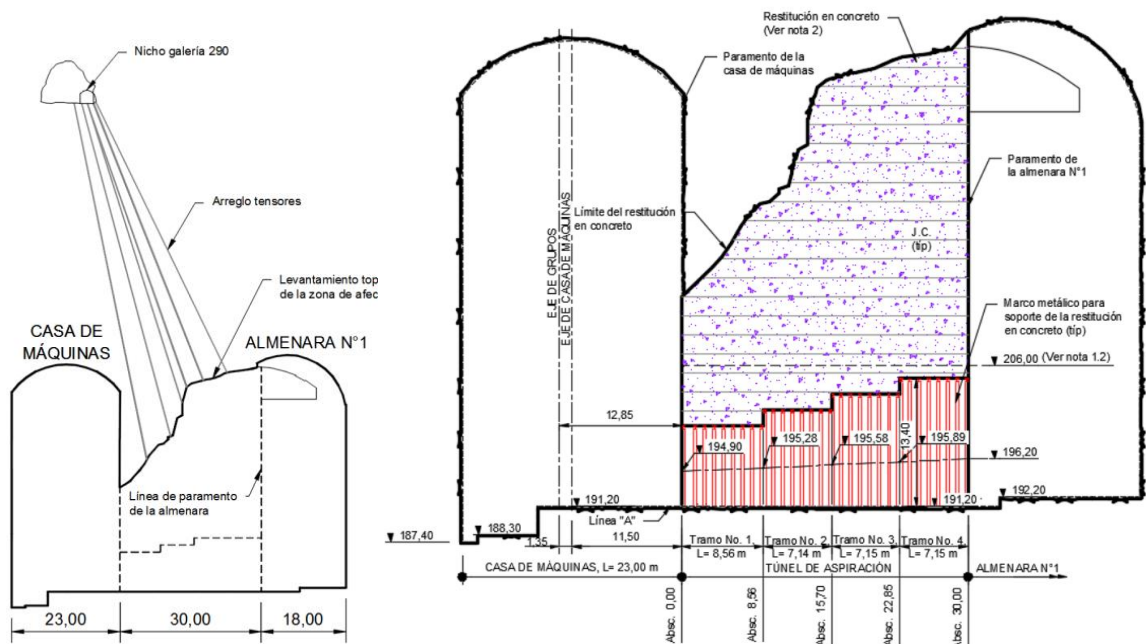


Figura 4-14: Estabilización del pilar socavado mediante tensores (izquierda) y reconstrucción del pilar (derecha).

- Limpieza de escombros, demolición de concretos dañados y re-fortificación de zonas afectadas con elementos de fortificación convencional e inyecciones de consolidación.
- Instalación de un extenso sistema de monitoreo.

Conclusiones Pöyry

Las medidas de reparación definidas por EPM son conceptualmente adecuadas. Tanto lo observado en las visitas a terreno como en los antecedentes disponibles, indican que esta caverna se encuentra estable. Las metodologías de reparación son, en su mayoría, de uso común en construcción, por lo que, si bien los trabajos ejecutados y por ejecutar son extensos, no son particularmente complejos.

Como en buena parte de las obras de esta central, la estabilidad total y definitiva de esta caverna solo podrá asegurarse una vez que los volúmenes de roca perturbada hayan sido correctamente tratados. Los requerimientos de inyecciones de contacto y de consolidación quedan a verificar.

4.14 Almenaras

Hallazgos identificados

Producto de la contingencia, la almenara sur recibió una gran cantidad de escombros, lo que ha dificultado su inspección y análisis: Por falta de acceso; sólo se conoce el estado de

su bóveda y parte superior de ambas paredes (hombros), en que el soporte está poco afectado. A la fecha de este informe esta caverna aun no es del todo accesible.

Por otra parte, en la entrada de la almenara norte, hacia el oeste, se encontró una socavación que conecta con el pozo de ventilación. En la pared de aguas abajo se observaron dos socavaciones. Una justo sobre la Descarga 1 y otra al extremo sur de esta misma pared, donde se presenta un colapso de volumen importante asociado a la falla Mellizos. Pero sin duda, el daño más relevante corresponde a la socavación del pilar de roca entre esta almenara y la casa de máquinas, situación que se describe en el capítulo anterior, 4.13.



Figura 4-15: Vista de la Almenara Norte(Izq.) y del colapso en el pique de ventilación (Der.)

Peligros asociados

El peligro asociado a la situación antes descrita sería la evolución del deterioro producto de medidas insuficientes para la estabilización de estas excavaciones, que, en el largo plazo, pudieran incluso afectar a la caverna de máquinas también.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

EPM ha ejecutado una serie de trabajos con el objetivo de rehabilitar la almenara norte. Esta almenara fue rellena por completo para poder ejecutar una reparación acuciosa y segura, incluyendo la reconstrucción del pilar socavado con casa de máquinas. Adicionalmente, la caverna se re-fortificó significativamente y se implementó un completo sistema de monitoreo.

Por otra parte, se continúa trabajando en la almenara sur para conocer su condición real.

Conclusiones Pöyry

Las medidas adoptadas por EPM son conceptualmente correctas y de lo observado en las visitas, los trabajos parecen haberse ejecutado de buena manera. Adicionalmente, las reparaciones se basan en técnicas que en su mayoría son comunes en obras subterráneas y que no presentaron mayores desafíos.

La almenara 2 (sur) aún se encuentra rellena de material. Si bien no hay indicios de que esta se haya visto gravemente afectada, es fundamental continuar con el plan de inspección para poder diseñar y planificar adecuadamente los trabajos a ejecutar.

4.15 Túnel de Descarga

Hallazgos identificados

Al momento de preparar este informe, los Túneles de Descargas 1, 2 y 3 han sido inspeccionados. La Descarga 4, por su parte, al estar conectada con la GAD no ha podido ser inspeccionada aún por razones de seguridad. Sin embargo, se presume que no presenta daños significativos.

Al momento de la contingencia, la construcción de los túneles de descarga se encontraba finalizada. Posterior a la contingencia, los Túneles de Descarga se encontraron, en general, en buen estado estructural. La excepción a lo anterior es la zona donde las Descargas 1 y 2 conectan con la Almenara norte, donde se observó algunos daños. En el caso de la Descarga 3, al acercarse a la Almenara sur se observa un volumen importante de bloques de gran tamaño. Estos corresponden a bloques arrastrados por el agua desviada y también a derrumbes de bloques en tal sector.

Peligros asociados

Los peligros están asociados a inestabilidades en el encuentro de estos túneles con las almenaras y, por tanto, su estabilidad depende de la correcta estabilización de estas cavernas, situación que se discute en el capítulo 4.14.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

El estado de las Descargas post-contingencia es bueno y han requerido trabajos que no representan mayor desafío para el proyecto. Estos han consistido principalmente en remoción de escombros y reparaciones en equipamiento hidromecánico que fue arrastrado durante el periodo de descarga a través de la casa de máquinas.

Respecto a las inestabilidades en la conexión a las almenaras, ver capítulo 4.14.

Conclusiones Pöyry

Se debe seguir avanzando en los trabajos necesarios para poder eliminar el flujo de agua en el túnel de descarga 4, de modo de poder inspeccionarlo como corresponde.

Respecto a las inestabilidades en la conexión a las almenaras, ver capítulo 4.14.

4.16 Túneles de Accesos a las cavernas

Hallazgos identificados

El túnel de acceso a casa de máquinas presentó dos colapsos de magnitud relevante, ubicados en el Km 0+530 y en el Km 0+700, aproximadamente. Ambos habrían presentado una altura máxima del orden de 18 m.

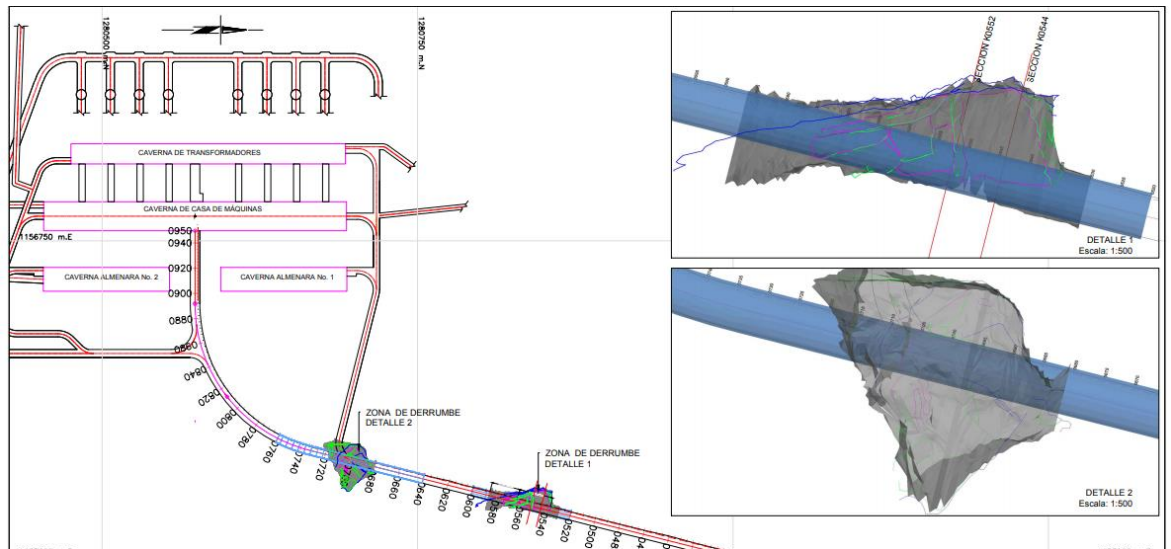


Figura 4-16: Esquema de los dos Colapsos en el Túnel de Acceso a la Caverna de Máquinas

Las galerías de construcción sur se encontraron colapsadas y cubiertas por escombros arrastrados por el paso del agua, además del material rocoso de colapsos varios in-situ en la zona perturbada (volumen descomprimido, abierto e inestable del sector sur).

Peligros asociados

Para asegurar la estabilidad de todo el complejo de cavernas en el largo plazo es necesario estabilizar los derrumbes en el sector, incluidos los accesos, de modo que estos no continúen evolucionando y, eventualmente, abarcando un mayor volumen de roca afectada.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Para las reparaciones de cada sector colapsado se utilizan técnicas y materiales de uso convencional: remoción de material derrumbado, entibación con micropilotes, colocación de malla y shotcrete, cables y/o tensores, relleno de hormigón, inyecciones de consolidación, dependiendo de la magnitud de cada caso. Las zonas ya reparadas se comportan estables. El proceso de reparación ha sido lento en algunos casos, dado el gran tamaño de estos vacíos, pero sin mayores incertidumbres técnicas.

Actualmente, los trabajos se concentran principalmente en la zona sur, donde se está instalando soporte pesado (incluyendo marcos de acero sistemáticos y parrillas de pernos sub horizontales, que se instalan e inyectan delante del frente) para poder recuperar estas galerías de construcción.

Conclusiones Pöyry

Las medidas de reparación ejecutadas y en ejecución para la rehabilitación de los daños antes mencionados son conceptualmente correctas. Adicionalmente, las zonas ya reparadas se han observado estables en las visitas.

4.17 Túneles de Desvío

Hallazgos identificados

Los efectos de la contingencia en los túneles de desvío fueron muy relevantes y se resumen a continuación:

- Se generó un embudo o deslizamiento en superficie de la zona por encima de los portales de los túneles de desvío, generando así, una destrucción completa de la entrada a estos túneles.
- Probablemente colapsaron los pre-taponos del Túnel de Desvío Derecho, y posteriormente, debido al taponamiento definitivo de la GAD que originó la contingencia, este túnel súbitamente se destaponó y se taponó nuevamente, en tres oportunidades durante la contingencia, descargando caudales muy importantes, de hasta 6.000 m³/s durante unas pocas horas, hasta taponarse definitivamente el 12 de mayo de 2018. No obstante, que el 21 de mayo vuelve a filtrar del orden de 50 m³/s que decrecieron con el tiempo. Actualmente, su tapón natural filtra un caudal menor, del orden de 7-8 m³/s.
- El túnel de desvío izquierdo estaba terminado, con tapón definitivo. No obstante, como producto de la contingencia, se produjo el derrumbe ya mencionado sobre la zona de los portales de estos túneles, en dos pulsos, lo que finalmente obstruyó la entrada a estos túneles.

Peligros asociados

El túnel de desvío derecho se encuentra taponado por los colapsos de la contingencia. Evidentemente, tal condición puede no ser estable en el mediano plazo y genera, por tanto, un riesgo de destaponamiento que es muy relevante para el proyecto y sus alrededores, razón por la cual se está trabajando en el cierre definitivo de este túnel, que se describe más adelante en este capítulo.

El monitoreo de los caudales remanentes en estos ha mostrado un comportamiento constante durante la fase de evaluación de Pöyry. Esto por lo menos sugiere que la situación se ha estabilizado y que un evento como en los primeros días de la contingencia es muy poco probable.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Para el cierre definitivo del túnel de desvío derecho, es necesario primeramente la construcción del llamado “Pretapón 2”, donde se trabaja actualmente, y la construcción del “Pretapón 1”, para poder finalmente colocar el tapón definitivo.

Entre ambos taponos se generará una zona seca, que es donde se construirá el tapón definitivo, como se esquematiza en la siguiente Figura 4-17.

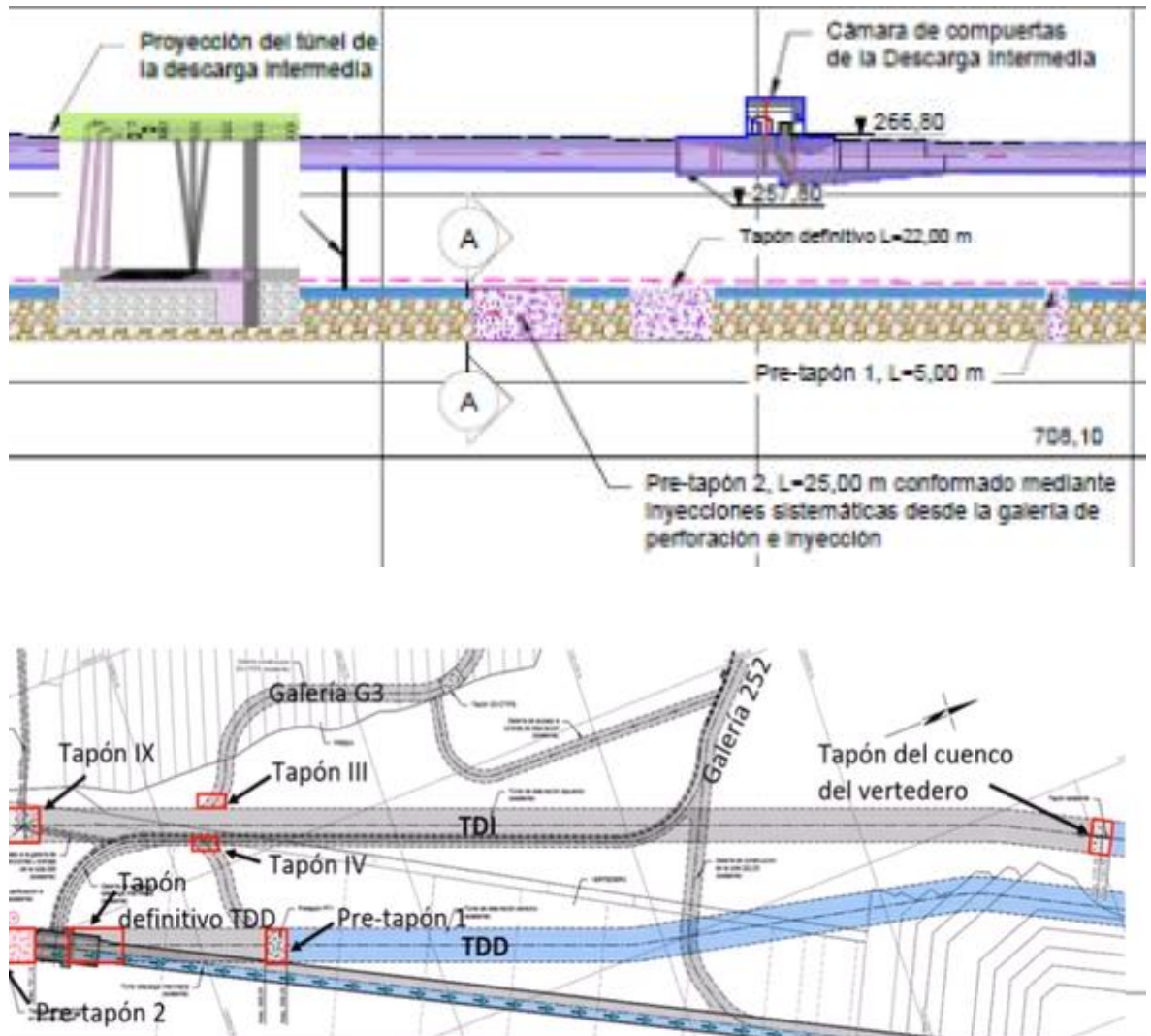


Figura 4-17: Esquema para el cierre definitivo del Túnel de Desvío Derecho

La construcción del Pretapón 2 se realiza principalmente desde la Descarga Intermedia. La construcción se puede resumir en lo siguiente:

1. Instalación de un arreglo de 63 micropilotes en tubería de acero desde la DI que atravasaran verticalmente la sección completa del TDD;
2. Consolidación del sedimento grueso de taponamiento natural del TDD, en un tramo de 8 m de longitud, mediante inyección de morteros, resinas y lechadas de consolidación;
3. Habilitación de un sistema de By Pass desde el TDD hacia la DI, a través de los 3 pozos de aguas arriba, de 1,0 m de diámetro libre, lo que limitará las presiones a aproximadamente 45 mca durante el proceso constructivo;
4. Lanzamiento de esferas de nylon mediante perforaciones downboring, a través de los 3 pozos de aguas abajo, también de 1,0 m de diámetro libre; estas esferas debieran ser retenidas mecánicamente por los micropilotes;

5. Encima de los sedimentos del TDD se construirá un filtro granular mediante inyección de arenas y gravas, a través de los pozos de aguas abajo, de 1,0 m de diámetro cada uno;
6. El filtro antes mencionado atenuará el flujo del agua en la zona, lo que permitirá la consolidación de las arenas y gravas mediante inyecciones, finalizando así, el pretapón 2. Ver Figura 4-18.

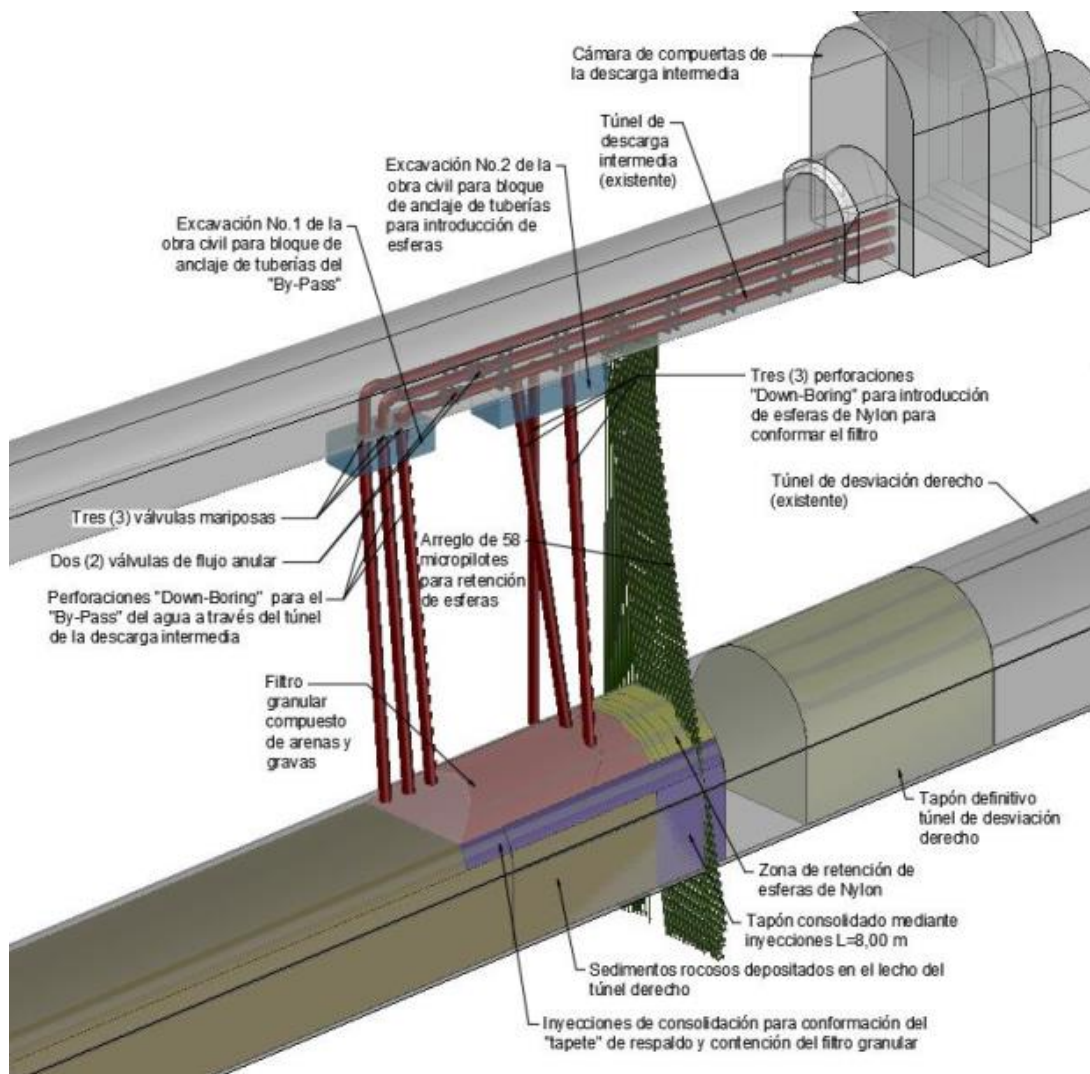


Figura 4-18: Metodología para construcción Pretapón 2

Conclusiones Pöyry

Conceptualmente, la solución planteada para el cierre definitivo del TDD es correcta.

Sin embargo, dada la falta de antecedentes a nivel mundial de las técnicas antes mencionadas, es difícil asegurar el éxito total del pretapón 2 y no es descartable que se deba recurrir a algunas técnicas de apoyo adicional para la finalización de esta actividad, opciones que ya están siendo diseñadas conceptualmente por EPM. Pöyry está de acuerdo con estas medidas, pero mantiene un nivel de incerteza sobre esta actividad.

La construcción de este pretapón es, sin duda, la etapa más compleja del cierre del TDD y uno de los desafíos importantes que le queda por resolver al proyecto. La posterior construcción de pretapón 1 y del tapón definitivo no debieran significar mayor complejidad para el proyecto.

4.18 GAD

Hallazgos identificados

El derrumbe y posterior taponamiento de la GAD fue lo que ocasionó la contingencia de esta central. Este ocurrió el 28 de abril de 2018, gatillada por el colapso en un tramo localizado inmediatamente más adelante de la curva inicial de la GAD. Al subir el nivel del embalse y aumentar la columna de agua, el colapso se “destapó” durante la noche siguiente, para luego volver a taponarse con material del colapso al siguiente día (30 de abril de 2018), lo que generó un embudo de comunicación con la superficie (“cráter” de subsidencia) a mediodía del 30 de abril de 2018, fecha desde la cual ha permanecido taponado, con una filtración estable, de alrededor de 7 m³/s.

Las inspecciones del robot submarino de la GAD realizadas el 04 mayo de 2018 y el 10 de mayo de 2018 proporcionaron información útil sobre la ubicación aguas arriba de la obstrucción del túnel, y también ayudaron a definir la ubicación en donde se inició el colapso (Figura 4-19), y constatar que el sector inicial de este túnel, revestido completamente con hormigón (incluyendo el piso), no estaba colapsado.

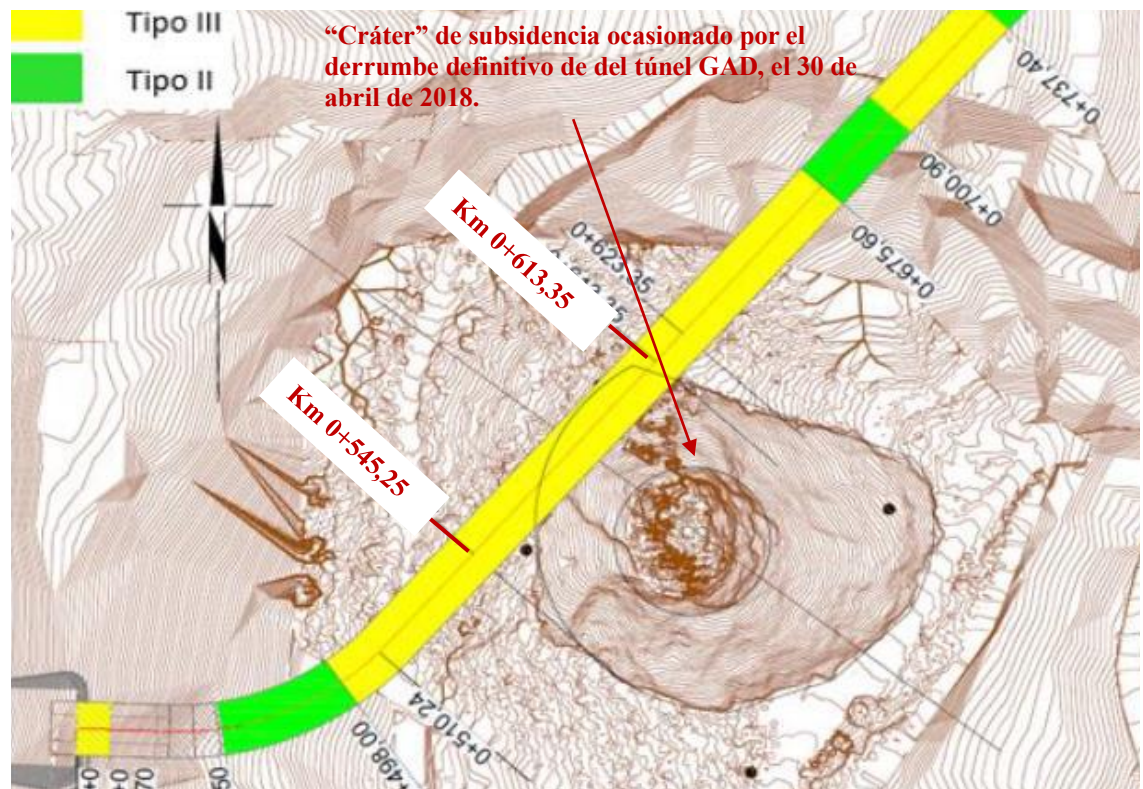


Figura 4-19: Embudo con conexión con la superficie, que afectó a la Galería o Túnel GAD, en las progresivas 0+545,25 y 0+613,35

Peligros asociados

La situación de este túnel es equivalente a la del TDD. La estabilidad del tapón natural generado por el colapso no está asegurada en el mediano-largo plazo y, por tanto, representa un riesgo inaceptable para el proyecto.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Para el cierre definitivo de la GAD ha sido necesario realizar una serie de trabajos previos. Esto incluye la rehabilitación de las compuertas de la GAD, las que finalmente fueron cerradas con éxito. Posteriormente, se vació concreto aguas arriba de las compuertas para reforzar aún más esa zona y evitar que la presión de agua levante parcialmente las compuertas aumentando el flujo de agua. Por ahora, el flujo de agua de la GAD está siendo canalizado a través de un sistema bypass que descarga en el mismo túnel GAD (Figura 13-47). Esta situación se mantendrá hasta que se haya finalizado la puesta en marcha de un nuevo sistema de bypass que desviará el agua desde la GAD hasta la Descarga Intermedia. El objetivo de esta medida es que no se presurice la zona de compuertas de la GAD ni el macizo rocoso circundante mientras se ejecutan trabajos en el área. Este sistema de bypass está, a la fecha de este informe, ya construido y en pruebas finales previo a comenzar su operación.

Una vez que esté operativo el bypass GAD-DI, no habrá más flujo en el Túnel de Descarga 4 ni en la GAD aguas abajo de las compuertas, de modo que se podrá entrar de manera segura a realizar el taponamiento definitivo de este túnel mediante la construcción de dos taponamientos contra las compuertas de la GAD y de un tapón contra la compuerta de lo que habría sido una descarga de fondo.

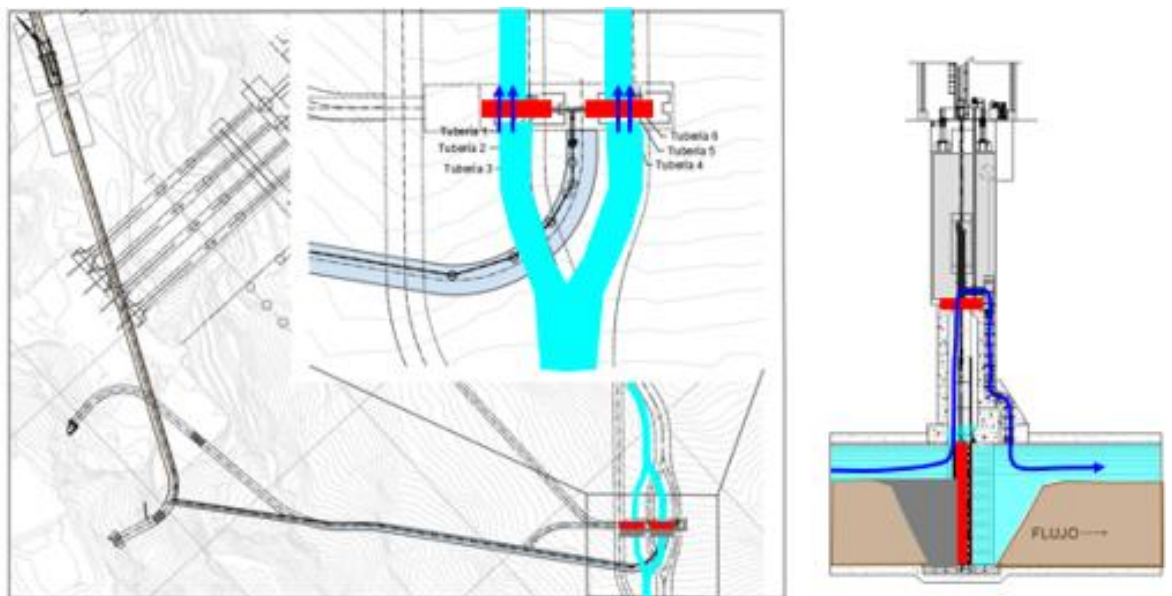


Figura 4-20: Bypass directo sobre las compuertas de la GAD

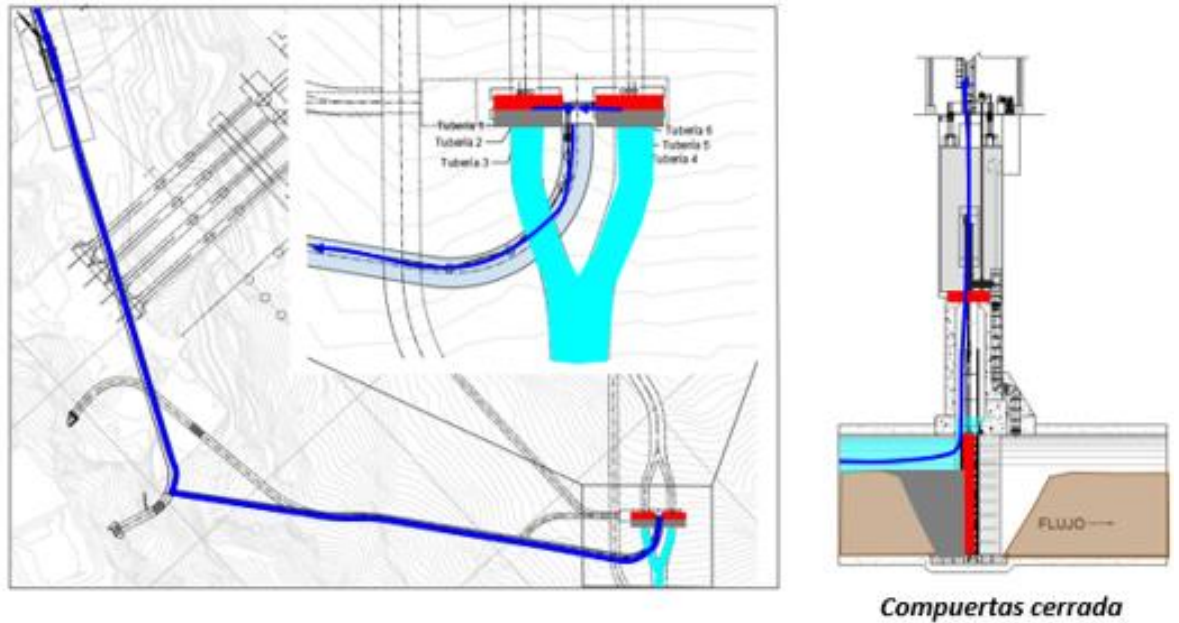


Figura 4-21: Bypass hacia la Descarga Intermedia que permitirá el cierre de las válvulas del bypass directo y el término del flujo en la descarga 4

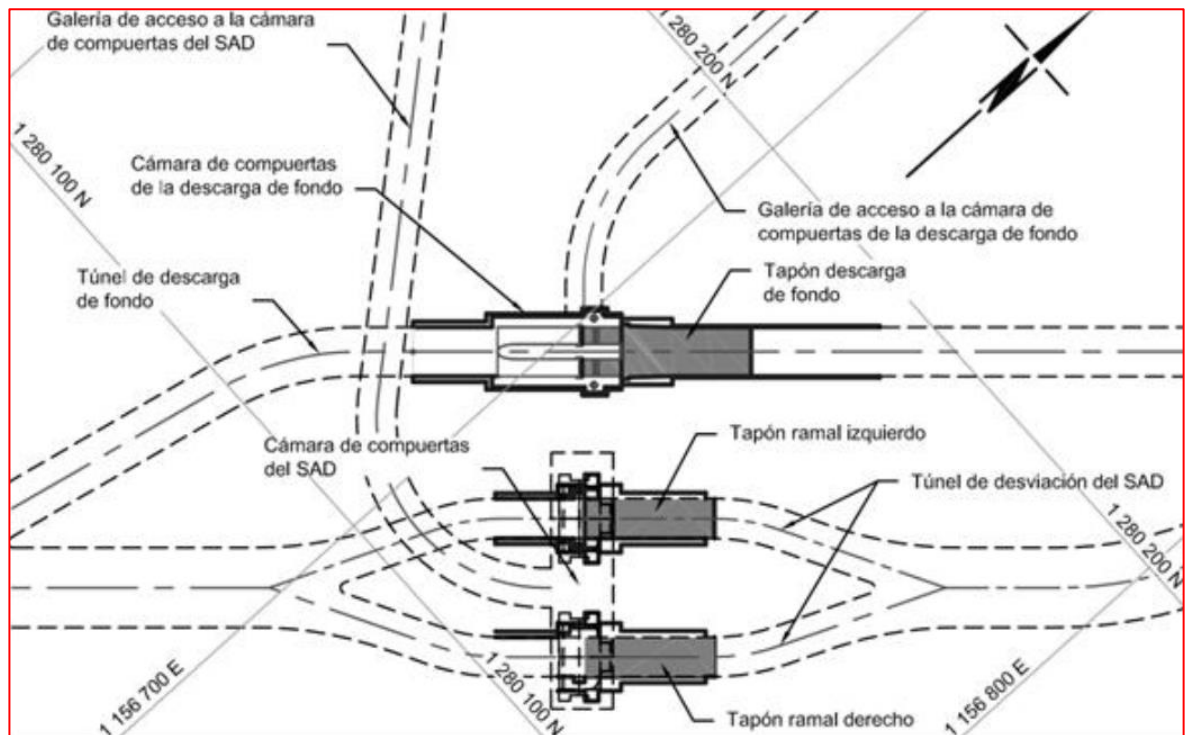


Figura 4-22: Tapones definitivos por ejecutar en la zona de la GAD

Conclusiones Pöyry

Pöyry considera que la metodología de taponamiento de la GAD parece ser la adecuada y si se ejecuta de manera correcta, debiera llevar a una condición segura para el taponamiento definitivo.

5 SITUACIÓN MARGEN IZQUIERDA

5.1 KM 0+900 a 1+200

Hallazgos identificados

Esta zona presenta un talud inestable de gran magnitud, que se encuentra activo, en que se aprecia como han fallado los anclajes colocados bajo la plataforma del camino actual, involucrando todo el sector hasta una antigua cicatriz de deslizamiento ubicada por encima de la plataforma del camino actual. Ver Figura 5-1 y Figura 5-2.



Figura 5-1: Vista del sector del Deslizamiento entre los Km 0+900 y Km 1+200. Se indica el sector inferior con los anclajes fallados.



Figura 5-2: Vista de los anclajes fallados del sector inferior del deslizamiento del Km 0+900 a Km 1+200



Figura 5-3: Daños en el sector que dan cuenta de las deformaciones que ha tenido esta ladera

Peligros asociados

De no ser estabilizado correctamente, en esta ladera se puede generar un deslizamiento hacia el embalse, con la eventual ocurrencia de una potencial ola en exceso del borde libre

del muro. Este deslizamiento se considera uno de los mayores riesgos para el muro del embalse. Esto, entre otros riesgos, pudiera generar la destrucción y corte del camino de acceso a Ituango afectando también directamente el avance de la obra y por ende la puesta en marcha más pronto posible, dado que el transporte del blindaje para las conducciones depende de este acceso.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

La situación ha sido analizada por Integral y ya se ha propuesto una solución constructiva, de soporte y drenaje, que se colocará desde la cárcava inicial hasta el nivel del embalse, y que consiste en:

- Descargar material desde la cárcava antigua más alta de este sector, muy por encima del actual camino de acceso, banqueando para colocar soporte de ahí hacia abajo, hasta la cota de embalse.
- Construcción de canaletas de drenaje revestidas con hormigón en la parte superior de este corte.
- Colocación de anclajes o tensores sistemáticos, de un largo variable entre 20 m y 40 m, además de pernos largos de 12,0 m de longitud y 25 mm de diámetro cada uno, con cabezal de hormigón para no punzar la malla de refuerzo.
- Colocación de al menos 20 cm de shotcrete reforzado con malla(s).
- Drenes sub-horizontales sistemáticos de 20-30 m de longitud, y a razón de 1 cada 4 m entre sí.

Adicionalmente, se ha instalado y se instalarán más extensómetros, piezómetros e inclinómetros, para monitorear el comportamiento de los taludes así reforzados.

Conclusiones Pöyry

En principio, Pöyry estima que estas medidas son apropiadas, pero convendría completar el modelo geológico e hidrogeológico de este sector con más investigaciones, ensayos y monitoreos de instrumentación geomecánica. Además, y por su cercanía a las obras del proyecto es indispensable asegurar que se elimina todo el material suelto y reforzar los taludes evitando otros colapsos en el futuro. Para alcanzar este objetivo se necesitan investigaciones adicionales que definen las características geotécnicas e hidrogeológicas de las laderas. Esto involucra levantamientos geológicos de campo, particularmente relacionados a la estructura de la roca, exploración geofísica e instalación de piezómetros como anteriormente mencionado.

5.2 Helipuerto

Hallazgos identificados

El helipuerto Villaluz se ubica aguas arriba del deslizamiento 0+900. Este deslizamiento es más local, de menor envergadura, un talud relativamente inestable, aunque ya en proceso de estabilización. Los movimientos comenzaron con desprendimientos en roca que aflora por debajo de la vía, supuestamente iniciados por el ascenso del lago.



Figura 5-4: Fotografía del sector Helipuerto Villaluz y los trabajos ejecutados

Peligros asociados

La inestabilidad de este sector podría generar un deslizamiento produciendo un corte temporal del camino de acceso a Ituango. Este corte del camino de acceso afectará el avance de la obra dado que la fabricación del blindaje se ubica en este margen e impide cumplir con el objetivo de poner la central en operación lo más pronto prolongando la operación continua del vertedero.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Este deslizamiento ya ha sido soportado de forma similar al descrito para el 0+900, y también se construyó una canaleta de drenaje revestida con hormigón.

Adicionalmente, se ha excavado la parte superior para descargar material y a la vez sacar el material de suelo coluvial y principalmente rocoso, con grietas de tracción que se había detectado.

Está pendiente la descarga y banqueo y probable soporte de un sector de importante relleno de suelo coluvial, que se hará a continuación. Se deberá dejar estable e instrumentado.

Conclusiones Pöyry

Medidas conceptualmente correctas. El talud se aprecia prácticamente estable hoy. Sin embargo, es requerido hacer un monitoreo y vigilancia continua de la situación.

6 PRESA

6.1 Pantalla cemento-bentonita

Hallazgos identificados

- a) *Incertidumbres en el estado in situ del muro de cemento-bentonita, especialmente en lo que respecta a las propiedades del material y la geometría.*

Se produjeron problemas durante la construcción del muro de contención, que se resumen en el anexo A-4 "Presa". Por ejemplo, la almeja se perdió varias veces durante la construcción del muro de separación. El proceso de fraguado del muro de corta flujo debió de iniciarse ya cuando se necesitó recuperar la almeja, lo que supone una clara alteración de la homogeneidad del muro de corta flujo. Hay que suponer que las condiciones de la pantalla in situ no son tan homogéneas y pueden diferir en comparación con las propiedades de las muestras utilizadas para las pruebas de laboratorio.

Además, se supone que la geometría in situ del muro diafragma difiere de la geometría diseñada. Se documentan las desviaciones de los paneles, así como las actividades de rescate de las almejas perdidas. Además, un gran volumen de la lechada de cemento-bentonita se perdió dentro del gran cuerpo de la presa de Ituango. En la fase inicial de construcción del muro de corta flujo el factor de consumo de la lechada fue de casi 4, lo que significa que el 300% del volumen de los primeros paneles desapareció en el cuerpo de la presa. Posteriormente, el factor de sobreconsumo bajó a 1,71 (según la respuesta de Integral al informe de visita a la obra nº 11), lo que significa que el volumen de diseño se superó en un 71%. Debido a estos problemas encontrados, hay que suponer que la geometría in situ del muro de corta flujo difiere considerablemente de su diseño.

Existen incertidumbres en los resultados del análisis, ya que las condiciones in situ del muro de contención difieren del diseño. Las incertidumbres deben tenerse en cuenta a la hora de evaluar la seguridad de la presa de Ituango.

- b) *Elementos rígidos dentro del cuerpo de la presa están reduciendo la seguridad de la misma en comparación con el diseño original.*

El muro de corta flujo se construyó como muro de cemento-bentonita. Se informa que el muro de cemento-bentonita comprende por metro cúbico (m³) 387 kg de cemento, 29 kg de bentonita y además 4,26 kg de plastificante (Eubon Forza S300; H360275-00000-200-230-0002, Tabla 3-19). En comparación con el contenido general de los muros de corte en las presas, en Ituango el contenido de cemento está más en el lado alto, y el contenido de bentonita está más en el lado bajo (ver Boletín 150 de ICOLD "Cutoffs for Dams", 2018), lo que resulta en una condición de relativa rigidez.

En los análisis de presas de Integral y Hatch el módulo de elasticidad de la pared de cemento-bentonita se consideró más de 5 veces mayor que el módulo de elasticidad del núcleo de arcilla natural de la presa. Esto significa que el muro de cemento-bentonita es un elemento rígido dentro del elemento de sellado de la presa.

Hay ejemplos que demuestran que las presas de terraplén con núcleo de relleno de tierra se comportaron bien durante los terremotos fuertes. Sin embargo, la presa de Ituango con un muro de corta flujo en la región de la cresta es un proyecto único. El muro de corta flujo es una zona de debilidad.

Se espera un comportamiento plástico y un agrietamiento del muro de corte, al menos debido a la carga SEE. Este es el resultado de los análisis de la presa realizados por Integral y Hatch. Hatch afirma además que “el agrietamiento de la cemento-bentonita provocará un aumento de las tasas de infiltración interna y de los gradientes a través de la presa. Este aumento de las filtraciones puede conducir a la erosión interna, que puede provocar el fallo de la presa si se permite que persista”.

c) Incertidumbres con respecto a la estabilidad a largo plazo, posible lixiviación de calcio.

El agua del embalse presenta un notable déficit de saturación en calcio con un índice de Ryznar entre 9,3 y 10. Por lo tanto, existe la posibilidad de que la filtración a través de la presa y la pared de cemento-bentonita tenga un efecto de lixiviación de calcio. Por lo tanto, se espera que la susceptibilidad de la pared de cemento-bentonita con respecto a la erosión aumente con el tiempo. Esta preocupación se ve confirmada por los resultados disponibles de las pruebas de laboratorio.

Para la evaluación de la seguridad y la durabilidad del muro de corta flujo, hay que tener en cuenta los resultados de los análisis químicos y físicos del agua. De acuerdo con los resultados de análisis hidroquímico, el agua del embalse muestra notable déficit en saturación de calcio. Por consiguiente, la filtración que pasa por el muro tiene potencial de lixiviar el calcio del cemento. Con la pérdida de calcio la actividad de la bentonita va a incrementar hasta resultar dispersiva. Se debe confirmar que el espesor y la permeabilidad del muro no admiten controlen adecuadamente tales efectos de transporte reactivo de filtraciones.

Peligros asociados

En la zona del relleno prioritario, el muro de corta flujo es la principal defensa contra la erosión interna después de un fuerte sismo, si el embalse está en su nivel máximo de operación. Se sabe que el núcleo modificado en forma de zig-zag del relleno prioritario tiene fugas y no presenta una segunda línea de defensa contra las filtraciones y la posible erosión interna. Por lo tanto, la integridad del muro de cemento-bentonita es de gran importancia para la estabilidad y seguridad general de la presa de Ituango.

El muro de cemento-bentonita es un objeto rígido no deseado dentro del cuerpo de la presa. Los daños, el agrietamiento y/o la erosión pueden ser causados por varias razones. Los escenarios que se enumeran a continuación tienen la mayor probabilidad de ocurrencia, sobre los cuales se proporciona más información en los párrafos siguientes.

- La pantalla se puede agrietar y dañar en caso de que ocurren asentamientos y deformaciones grandes en la presa a largo plazo.
- Agrietamiento daños en la pantalla cemento bentonita debido a grandes sismos.
- Erosión del muro de cemento-bentonita que provoca inestabilidades en la presa.

Los daños y el agrietamiento también podrían provocar la erosión de la pared de cemento-bentonita. En general, la erosión se produce de forma progresiva. Esto significa que una vez que la erosión supera un tamaño determinado, podrían producirse daños considerables en un periodo de tiempo relativamente corto. En el peor de los casos podría producirse la rotura de la presa.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

La contingencia de 2018 fue un caso de emergencia que llevó a la decisión de desviarse del diseño original e instalar primero el relleno prioritario y segundo la pantalla de cemento-bentonita en lugar del núcleo de sellado natural en las cotas de la presa entre 385 msnm y 420 msnm. Para controlar el diseño ajustado se han instalado instrumentos de control adicionales, como los extensómetros magnéticos y los dispositivos de medición de filtraciones. Además, se realiza un levantamiento topográfico por radar casi en tiempo real.

Conclusiones Pöyry

La presa de Ituango con el muro de cemento-bentonita en la parte superior de la presa es única en el mundo de la ingeniería de presas. La integridad del muro de cemento-bentonita es esencial para la seguridad y la estabilidad de la presa de Ituango con su alto potencial de riesgo. Sin embargo, el muro de cemento-bentonita es susceptible de sufrir daños, grietas y erosión, que podrían ser causados por la gran carga de agua, un terremoto o procesos a largo plazo.

Vigilancia y monitoreo continuo y adecuado

Por lo tanto, se aplican normas estrictas con respecto a la vigilancia y el monitoreo del comportamiento de la presa. Como la erosión avanza progresivamente, es de gran importancia detectar las irregularidades, el comportamiento anormal y las posibles situaciones de riesgo lo antes posible para la implementación y ejecución de las medidas de mitigación.

Basándose en el documento disponible hay que afirmar que los procedimientos de vigilancia y control no son adecuados para la presa de Ituango con su alto potencial de peligro. En opinión de Pöyry, esta es una grave deficiencia que requiere una mejora inmediata. Pöyry recomienda encarecidamente que se establezcan procedimientos de vigilancia de acuerdo con directrices internacionales como el Boletín 158 de ICOLD.

Construcción de una descarga intermedia que permite bajar el nivel del embalse en caso de daños.

Como se ha explicado anteriormente, no se pueden excluir los daños, el agrietamiento y la erosión del muro de cemento-bentonita. Podrían producirse situaciones peligrosas con un gran potencial de daños y pérdida de vidas.

Por lo tanto, se recomienda encarecidamente la construcción de una descarga intermedia con un umbral de entrada por debajo de la elevación de los cimientos del muro de cemento-bentonita. En caso de que se produzca una situación de peligro, por ejemplo, si la erosión avanza, la descarga intermedia puede contribuir de forma importante a reducir el nivel del embalse por debajo de las zonas dañadas de la presa. Además, la salida de nivel medio puede utilizarse para bajar el nivel del embalse para realizar trabajos de inspección, mantenimiento y reparación.

Preparación y planes de emergencia

En general, la planificación de emergencias es uno de los principios de la seguridad de presas. El propietario y operador de la presa deben estar bien preparados para situaciones de peligro, incluidas las relacionadas con daños, agrietamiento y erosión interna de la pantalla de cemento-bentonita.

6.2 Estabilidad y seguridad estructural de la presa

Hallazgos identificados

Se han detectado deficiencias e incertidumbres en los análisis de la presa realizados y en la evaluación de seguridad de las mismas, que se comentan en los párrafos siguientes. Los comentarios se refieren a los últimos informes de análisis elaborados por Integral y Hatch en 2021.

a) Incertidumbres respecto a las propiedades de los materiales y a los supuestos del modelo.

Con el modelo numérico de Integral no fue posible reproducir adecuadamente los datos de monitoreo. En general, Hatch no proporciona información sobre la calibración del modelo. En el informe de Integral hay incoherencias en cuanto a los términos de las leyes de los materiales utilizados, y hay incoherencias en las propiedades de los materiales indicadas en el informe, y para algunas de las propiedades no se indica cómo se han obtenido los valores. La dependencia de la tensión de la resistencia (ángulo de fricción) de las zonas granulares de la presa sólo se considera en un enfoque simplificado. De la supervisión de la construcción se sabe que el material del núcleo de la presa es muy heterogéneo, aunque en el modelo numérico se consideran propiedades homogéneas. Bajo tasas de deformación sísmica, se espera que el material de cemento-bentonita se vuelva rígido y, por lo tanto, atraiga cargas adicionales debido a los diferentes comportamientos de deformación del muro de corta flujo y del enrocado circundante.

Todos estos aspectos indican que existen incertidumbres y desviaciones del modelo numérico en comparación con las condiciones in situ, que deben tenerse en cuenta en la evaluación de la seguridad de la presa. Incluso, hay indicios de que la seguridad de la presa de Ituango podría estar sobreestimada.

El modelo numérico de Integral no reproduce adecuadamente los datos monitorizados. Además, Hatch tampoco proporciona información sobre la calibración del modelo. En el informe de Integral hay incoherencias en cuanto a los términos de las leyes de los materiales utilizados, y hay incoherencias en las propiedades de los materiales indicadas en el informe, y para algunas de las propiedades no se indica cómo se han obtenido los valores. La dependencia de la tensión de la resistencia (ángulo de fricción) de las zonas granulares de la presa se considera de manera simplificada. Según los datos de la supervisión durante la construcción se sabe que el material del núcleo de la presa es muy heterogéneo, aunque en el modelo numérico se consideran propiedades homogéneas. Bajo tasas de deformación sísmica, se espera que el material de cemento-bentonita se vuelva rígido y, por lo tanto, atraiga cargas adicionales debido a los diferentes comportamientos de deformación del muro diafragma y del enrocado circundante.

Todos estos aspectos indican que existen incertidumbres y desviaciones del modelo numérico en comparación con las condiciones in situ, que deben tenerse en cuenta en la evaluación de la seguridad de la presa. Incluso, hay indicios de que la seguridad de la presa de Ituango podría estar sobreestimada.

b) Resultados inciertos del análisis de la presa y especialmente del análisis sísmico no lineal y análisis de Newmark, falta de análisis de sensibilidad.

Integral y Hatch han utilizado un gran número de métodos de análisis (los últimos informes se publicaron en 2021), entre ellos el análisis estático, el método lineal equivalente, el análisis sísmico no lineal y el análisis de Newmark.

Sorprendentemente, incluso en los análisis de casos de carga estática relativamente sencillos se detectaron deficiencias considerables, como la ausencia de la evaluación del desembalse rápido hacia el lado de aguas arriba con el círculo de deslizamiento a través del relleno prioritario en el análisis de Integral o por lo menos no ha sido presentado en el informe revisado.

Debido a las incertidumbres en las propiedades de los materiales y, especialmente, en las propiedades dinámicas de los materiales y las leyes de los materiales, se requieren análisis de sensibilidad para las combinaciones de las propiedades de los materiales con límites superiores e inferiores, que no se proporcionaron.

Para los análisis sísmicos deben considerarse tres conjuntos de historias temporales de aceleración estadísticamente independientes (cada uno con una componente x, y y z), lo que no fue el caso. Las deficiencias de los datos sísmicos de entrada considerados se abordan en el capítulo correspondiente.

Un comentario general sobre el análisis sísmico no lineal es que apenas hay estudios de casos disponibles en la literatura en los que se hayan realizado análisis sísmicos 3D no lineales para presas. Por lo tanto, es difícil argumentar que los parámetros considerados son adecuados y que los resultados son correctos.

Para comprobar la verosimilitud de los resultados de los análisis, debería proporcionarse información adicional, como la presión acumulada en el núcleo del terraplén debido a las sacudidas del terreno. Esta información importante no aparece en los informes.

Los modelos 2D y 3D de Hatch son incoherentes. También hay incoherencias en los resultados de los análisis sísmicos no lineales de Integral y Hatch. Esto demuestra que existen incertidumbres en los análisis numéricos. Las incertidumbres de los resultados de los análisis deberán tenerse en cuenta cuando se llegue a una conclusión sobre la seguridad de la presa de Ituango.

El análisis Newmark de Integral también muestra algunas deficiencias. Los ángulos de fricción residual se utilizarán para el análisis de las deformaciones y se considerará la presión potencial del agua de poros acumulada. Sólo se consideran los círculos de deslizamiento superficiales, pero no los importantes a través de la pantalla de cemento-bentonita.

Basándose en los resultados de los análisis, Hatch concluye que es probable que se produzcan grietas y daños en el muro de corta flujo, especialmente debido a fuertes terremotos. Esto puede llevar a una erosión interna, que puede provocar la rotura de la presa si se permite que persista. Además, el muro de cemento-bentonita podría no ser capaz de resistir la resistencia a la tracción calculada por Integral.

c) Principales modos de fallo a evaluar.

La seguridad de la presa se deberá evaluar en función de los modos de fallo críticos, que son la "pérdida del borde libre" y la "erosión interna". La erosión interna está relacionada con la pérdida de finos del núcleo y con la pared de cemento-bentonita. Incluso Hatch, en su último informe de 2021, abordó que las evaluaciones de seguridad no están completas. Los resultados de los análisis no están suficientemente interpretados y discutidos. Las incertidumbres del modelo de análisis deberán tenerse en cuenta para la evaluación de la seguridad de la presa.

Peligros asociados

Se han detectado deficiencias en los análisis de la presa que se han facilitado. Existen incertidumbres en los análisis relacionadas con diversos aspectos (métodos de análisis, parámetros de los materiales, etc.). Hay incoherencias en los resultados de los análisis de los distintos enfoques. El análisis de sensibilidad sólo se ha realizado de forma limitada. Por lo tanto, la fiabilidad de los análisis es limitada. La seguridad de la presa no se evaluó en función de los modos de fallo críticos y podría estar sobreestimada.

Debido a los resultados de los análisis se esperan daños, especialmente del muro de cemento-bentonita y debido a grandes terremotos. Los siguientes escenarios de fallo tienen la mayor probabilidad de ocurrencia:

- Daños, agrietamiento y erosión de la pantalla de cemento-bentonita
- Erosión del núcleo
- Deformaciones e inestabilidad del talud debido a grandes terremotos

Todos estos escenarios de fallo tienen el potencial de conducir a la rotura de la presa en el peor de los casos.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

La contingencia de 2018 fue un caso de emergencia que llevó a la decisión de desviarse del diseño original e instalar primero el relleno prioritario y segundo el muro de cemento-bentonita en lugar del núcleo de sellado natural en las cotas de la presa entre 385 msnm y 420 msnm.

Para controlar el diseño ajustado se han instalado instrumentos de control adicionales, como los extensómetros magnéticos y los dispositivos de medición de filtraciones. Además, se instaló una estación de radar para medir la deformación en el espaldón aguas abajo casi en tiempo real (recorrido cada 15 minutos).

Por la presencia de filones de material cizallada y de grietas rellenas de suelo se decidió instalar un muro corta flujo en este sector del estribo izquierdo donde se encontró roca de calidad reducida, realizado por pilotes secantes. El modelo 3 D introduce en la fundación de la presa una zona de material débil en la parte superior del estribo izquierdo. Las propiedades atribuidas aparentemente son del tipo Mohr-Coulomb de pseudo continuo.

La seguridad de la presa de Ituango se evaluó mediante análisis numéricos teniendo en cuenta el diseño modificado de la presa. Además, se consideró el estudio sísmico actualizado de 2021.

Conclusiones Pöyry

El diseño de la presa construida es único y es el resultado de la contingencia en 2018. La seguridad de la presa es cuestionable, especialmente durante eventos inusuales y extremos y a largo plazo. Durante los grandes terremotos se esperan daños en la presa o al menos en el muro de cemento-bentonita, lo cual es resultado de los análisis realizados por Integral y Hatch. Además, Hatch señaló que los análisis realizados hasta ahora no son lo suficientemente completos. Hay que asegurarse de que se siguen adecuadamente todos los principios de los conceptos modernos de seguridad de presas, que comprenden

- i. la seguridad estructural,
- ii. vigilancia y monitoreo,
- iii. operación y mantenimiento, y
- iv. la planificación de emergencias.

Los puntos ii) a iv) sirven para dominar el riesgo restante.

i) Seguridad estructural

Se han detectado deficiencias en los análisis realizados para la presa de Ituango y en el estudio de amenaza sísmica. Se teme que la seguridad de la presa pueda estar sobreestimada. Por lo tanto, es necesario complementar y modificar los estudios. Se considera importante sacar de la simulación numérica también las deformaciones en el interior de la fundación donde pueden afectar el muro de pilotes secantes. La exploración geofísica comprueba un rango importante en la variación de la calidad de la roca de fundación en el estribo izquierdo de la presa (para mayor información se puede revisar el anexo).

ii) Vigilancia y monitoreo continuo y adecuado y iii) operación y mantenimiento

En la presa de Ituango se esperan daños y situaciones de peligro, especialmente debido a grandes terremotos, pero tampoco se puede excluir que se produzcan situaciones inusuales o extremas durante el funcionamiento normal del embalse. Por lo tanto, es de gran importancia detectar el comportamiento anormal y las posibles situaciones de riesgo tan pronto como sea posible para la implementación y ejecución de las medidas de mitigación.

Basándose en el documento disponible, hay que afirmar que los procedimientos de vigilancia y monitoreo no son adecuados para la presa de Ituango con su alto potencial de peligro. En opinión de Pöyry, se requiere una mejora inmediata. Pöyry recomienda que se establezcan procedimientos de vigilancia de acuerdo con directrices internacionales como el Boletín 158 de ICOLD. Por lo tanto, es necesario establecer una aplicación del concepto y los procedimientos de vigilancia y control de presas más avanzados, que incluyen, entre otros, los siguientes aspectos:

- Procesamiento y evaluación oportunos de los datos de vigilancia,
- Actualización de los valores umbrales de vigilancia para el nivel final de explotación del embalse,
- Enfoque holístico para la interpretación de los datos y la información,

- Seguimiento de los sedimentos erosionados en las instalaciones de medición de filtraciones,
- Informes de vigilancia mensuales, anuales y quinquenales,
- Inclusión de las observaciones de la inspección visual en los informes,
- Realización de pruebas de funcionamiento y mantenimiento de los equipos.

iv) Capacidad adicional de descarga

La operación segura del embalse y del equipamiento debe reflejarse en un Manual de Operación apropiado, que debe cubrir también eventos inusuales y extremos como inundaciones y terremotos. Las opciones de operación del embalse son actualmente limitadas, ya que el embalse de Ituango no tiene una estructura de descarga con capacidad significativa cuando el nivel del embalse está por debajo del umbral de rebose del vertedero. Por ello, se recomienda la construcción de una descarga intermedia. El umbral de entrada de esta descarga deberá estar por debajo de la cota de cimentación del muro de cemento-bentonita como mínimo. En caso de un incidente de seguridad, la descarga puede contribuir de manera importante a bajar el nivel del embalse por debajo de las zonas dañadas de la presa. Además, esta descarga intermedia puede utilizarse para bajar el nivel del embalse para trabajos de inspección, mantenimiento y reparación.

v) Planificación de emergencias y estar preparado

La planificación y preparación ante emergencias es uno de los principios de un concepto moderno de seguridad de presas para gestionar los riesgos restantes. Hay que contar con una organización y unos procedimientos adecuados para estar preparados para los daños y las situaciones de peligro.

6.3 Filtraciones cuerpo

Hallazgos identificados

Las filtraciones se recogen aguas debajo de la pantalla cemento-bentonita en una elevación de aprox. 380 msnm. Las cámaras de medición se han instalado durante la contingencia. El agua de infiltración se conduce hasta el espaldón de la presa aguas abajo, donde se recoge en cajas y se mide la descarga de infiltración. No se han instalado dispositivos de medición de infiltración en el pie de la presa.

Se entiende que las mediciones no proporcionan información sobre la descarga total de infiltración a través de la parte superior de la presa, sino que dan indicaciones sobre la cantidad de infiltración y su correlación con el nivel del embalse. Las instalaciones no permiten medir y observar las partículas erosionadas del material del núcleo o de la pared de cemento-bentonita. Hay indicios de que el flujo de infiltración pasa principalmente por el elemento de sellado de la presa por debajo de la cota 380 msnm.

La empresa Willowstick fue adjudicada con el estudio para la detección de potenciales rutas de filtración a través de la presa mediante la energización del agua utilizando electrodos aguas arriba y aguas abajo de la presa. Este estudio identificó un camino de flujos de infiltración al este y al oeste, pero no identificó vías de infiltración a través del núcleo o del

muro de cemento-bentonita en la parte central de la presa. Los resultados de Willowstick muestran discrepancias con los resultados de las mediciones de infiltración.

La investigación de Willowstick y los resultados relacionados tienen que ser reconocidos como complementarios a las mediciones de infiltración. Se requiere una evaluación exhaustiva que tenga en cuenta toda la información disponible. Se detectan deficiencias en el actual proceso de monitoreo y análisis de datos.

Las filtraciones en los estribos de la presa están en rangos aceptables para el tamaño y altura de Ituango.

Peligros asociados

Existe un potencial de erosión a través del cuerpo de la presa, principalmente relacionado con el núcleo de la presa y el muro de cemento-bentonita. Debido a la insuficiencia de las instalaciones de medición y a la falta de procesamiento e interpretación de datos a tiempo, existe el riesgo considerable de que la erosión no se detecte o se detecte tarde cuando ya se ha producido una situación de peligro. En el peor de los casos podría producirse la rotura de la presa.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

La contingencia de 2018 fue un caso de emergencia que llevó a la decisión de desviarse del diseño original e instalar primero el relleno prioritario y segundo el muro de cemento-bentonita en lugar del núcleo de sellado natural. En este contexto, para el control de las filtraciones, se han instalado dispositivos para medir la descarga de las filtraciones en la cota 385 msnm aproximadamente. La descarga de infiltración se recoge en cajas en la cara de la presa aguas abajo para su medición. Posteriormente, la empresa Willowstick ejecutó un estudio por la detección de las trayectorias de infiltración más marcadas.

En los estribos siguen ejecutando inyecciones de consolidación con el objetivo de disminuir aun las filtraciones en las galerías de drenajes correspondientes. El monitoreo de estas filtraciones esta implementado y conectado con el CMT.

Conclusiones Pöyry

La vigilancia y el monitoreo son un principio importante del concepto de seguridad de la presa de Ituango. La mejora recomendada de los procedimientos de vigilancia, como se indica en otra sección de este informe, incluye también el control de las filtraciones a través de la presa y su cimentación. Los caudales y propiedades de las filtraciones proporcionan información importante sobre la posible aparición de erosión interna, que es uno de los principales modos de fallo de una presa como la de Ituango. Se requiere un diagnóstico oportuno del comportamiento de la presa

Se recomiendan mejoras en las instalaciones de medición de infiltración (cajas de infiltración) para permitir la observación de las partículas erosionadas y, por tanto, la evaluación del potencial de erosión interna.

Para la evaluación de la seguridad de la presa se recomienda un enfoque holístico que tenga en cuenta todos los datos e información disponibles, incluyendo las mediciones de

infiltración en el espaldón de la presa aguas abajo y los resultados de la investigación de Willowstick.

7 VERTEDERO

El funcionamiento del vertedero en cualquier circunstancia es vital para el proyecto, dado que no existen otros elementos de descarga independiente. Además, las opciones antes previsto (GAD, descarga intermedia) no existen más debido de la contingencia y los derrumbes correspondientes. Adicionalmente hoy en día no existe la posibilidad de hacer un mantenimiento o una reparación del vertedero debido a la operación continua y las unidades de generación no se encuentran en operación todavía. Por lo tanto, cualquier peligro asociado con la operación y el funcionamiento del vertedero es de importancia vital para la segura operación del proyecto Ituango. Por ende, en el proceso de recuperación y rehabilitación del proyecto un objetivo principal debe ser reducir las horas de operación del vertedero y volver al régimen de operación originalmente previsto lo más pronto posible. En los siguientes subcapítulos se presentan los hallazgos más relevantes identificados.

7.1 Compuertas radiales

Hallazgos identificados

Los estudios del modelo hidráulico físico mostraron para el CMP ($22'137 \text{ m}^3/\text{s}$) un nivel en el embalse de 430.20 msnm. Sin embargo, se hicieron estos ensayos con las compuertas en posición vertical caso que no representa la realidad debido a la cinemática de los pistones que limite los movimientos / la apertura. En base de una simulación CFD Pöyry mostro, que el nivel del embalse para el caudal de CMP llega a 428.30 msnm siendo un nivel más favorable y 1.9 m inferior a lo del modelo físico. Basándose en la información proporcionada por EPM con respecto a la apertura máxima posible de las compuertas y con el nivel (más favorable) del modelo matemático, el borde libre entre el espejo de agua y borde inferior de la compuertas se encuentra entre 0.1 a 1.0 m. Tomando los datos del modelo físico como base (espejo de agua unos 1.9 metros más alto) el flujo en la zona de las compuertas se convierte muy probablemente de un flujo a pelo libre a un flujo a presión con la consecuencia de una capacidad de descarga reducida - o en otras palabras es necesario de contar con un nivel mayor en el embalse para llegar a la misma capacidad de descarga. Basándose en los datos de planos con respecto a la apertura máxima no existe un borde libre a partir de un caudal alrededor de $17'000 \text{ m}^3/\text{s}$ y con desbordamiento de la presa para el caudal de CMP. Estos cálculos ni toman en cuenta los efectos de viento (olaje) ni de escombros flotantes (árboles, vegetación erosionada, etc.) que adicionalmente reducen el borde libre.

Peligros asociados

Basándose en los datos de planos se demostró, que hay un desbordamiento de la presa para el CMP con el peligro de la destrucción de la presa debido a una posible rotura de la presa con impactos severos aguas abajo. A pesar de que - según la información proporcionada por EPM - la apertura máxima de las compuertas es mayor comparado a lo de los planos, todavía existe este peligro si se toma los niveles obtenidos en el modelo físico como base. Además, el olaje del flujo (viento) y escombros flotantes durante un evento severo como el de un CMP no forman parte de las simulaciones o ensayos realizados y aumentan el peligro

de un cambio del régimen en la zona de las compuertas de pelo libre a presión con el mismo efecto de un desbordamiento de la presa y por ende rotura de la misma.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Con respecto a ingreso del material flotante EPM ya ha tomado precauciones a través de la instalación de varias barreras flotantes que permiten retirar los escombros flotantes y evitar su ingreso a la zona de las compuertas. Además, se está haciendo una limpieza continua de estas barreras.

Conclusiones Pöyry

Respecto a los escombros flotantes las medidas tomadas por EPM son adecuadas y el programa de limpieza continua es indispensable para garantizar el flujo a pelo libre en la zona de las compuertas también para caudales menores al de CMP. Con el fin de garantizar también un flujo a pelo libre en la zona de las compuertas en condiciones de CMP es indispensable de verificar en detalle los niveles del embalse en el modelo físico, pero con las compuertas puestas en su posición real con apertura máxima observada en el proyecto realizado. En el caso que el borde libre resulta insuficiente es necesario e indispensable aumentar la apertura máxima de las compuertas con el fin de garantizar la seguridad de la presa en condiciones de un CMP. Además, se tiene que revisar, que el manual y/o las reglas de operación del vertedero deben incluir todas las recomendaciones necesarias y adecuadas y prever un plan de manejo, para evitar el bloqueo de compuertas radiales por vegetación, troncos y escombros flotantes en el caso que la operación de las barreras flotantes fallen. Se recomienda también la implementación de un modelo y sistema de proyección de caudales en el río Cauca y definición de niveles de caudales con sus acciones correspondientes reflejándose en el plan de emergencia.

7.2 Rápida de Descarga & salto de esquí

Hallazgos identificados

La operación continua es una situación imprevista y tampoco prevista en un diseño hidráulico y estructural de estas estructuras hidráulicas. En general, se opera un vertedero por algunas semanas durante los eventos de crecidas permitiendo siempre un tiempo suficiente para la inspección y un eventual mantenimiento. Dado que el vertedero en este momento es el único elemento de evacuar los caudales del ingreso al embalse, su operatividad ilimitada es vital para el proyecto. Además, se observaron agrietamientos en la losa y los muros que se repararon de manera rápida debido el tiempo limitado del ingreso a la estructura. Destrucciones locales sin atención adecuada e inmediata pueden provocar daños severos en la estructura hacia una falla completa.

Buscando una operación que permite reducir es esfuerzo dinámico (operación con caudales mínimos en cada cuenco / canal) puede ser ventajoso para la estructura del vertedero, pero resultan en un salto insuficiente con el resultado que el chorro de agua choca con el talud frontal del vertedero.

Peligros asociados

Hasta que no hay toda la capacidad de generación operativa, problemas o fallas en el vertedero ponen en peligro todo el proyecto, dado que una destrucción del mismo puede resultar en la erosión de la presa en el lado aguas abajo. Además, cualquier socavación o erosión local que destruye la rápida no puede ser atendida ni percibida, dado que el tiempo para reparaciones hoy en día es insuficiente o ingreso para hacer las intervenciones no factibles dado que no hay otro órgano para descargar el volumen de ingreso. También se mostró que hay una escasez de tiempo de reparaciones con menos de 8 unidades en operación. Además, y en este sentido la integridad de la rápida depende totalmente de un funcionamiento 100% de la casa de máquinas, que tampoco puede ser garantizado en todas las circunstancias (hoy en día y después de la contingencia).

Aunque una operación minimizando el esfuerzo dinámico es beneficioso para la vida útil de la rápida se genera probablemente una erosión descontrolada en el talud frontal debido a las velocidades bajas en el salto de esquí con la consecuencia, que el agua saliente choca con el talud frontal provocando una erosión descontrolada (no hay forma de inspeccionar). Esa erosión puede desestabilizar la estructura con el fin de una pérdida total del vertedero y en última consecuencia del proyecto.

Incidente en el vertedero de Oroville, EE. UU.²

Como se ha documentado en amplia cobertura de los medios de comunicación, el 7 de febrero de 2017, mientras el caudal del vertedero de servicio era de unos 1.500 m³/s (que es solo un tercio del máximo histórico de 4.500 m³/s de hace una década), el vertedero de servicio experimentó repentinamente un fallo y la retirada de una sección de la losa de hormigón a mitad de la rápida de descarga. A continuación, se produjo una rápida erosión de los cimientos y del terreno adyacente, así como un fallo progresivo y la destrucción de la losa del vertedero en dirección aguas arriba y aguas abajo.



Figura 7-1: Situación del vertedero Oroville, al comienzo y al final del incidente en 2017

² <https://damfailures.org/case-study/oroville-dam-california-2017/>

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Tomando en cuenta las limitaciones dadas se presentó un programa de intervención & operación óptima del vertedero, evitando caudales muy bajos y al mismo tiempo permitiendo inspecciones puntuales en ventanas de tiempos cortos. Además, se reduce a través de la operación de las compuertas el nivel del embalse a un nivel reducido en la cota 407.5 msnm.

Conclusiones Pöyry

Las medidas de EPM son adecuadas tomando en cuenta las circunstancias y las posibilidades en este momento. Sin embargo, se quiere notar, que solamente hay tiempo limitado para ejecutar reparaciones menores hasta que no hay todas las unidades de generación en operación. Además, es recomendable aprovechar los efectos de retención del embalse a lo máximo posible a través la reducción del nivel del embalse hasta un mínimo posible.

En este momento la única forma de reducir el peligro asociado al vertedero es poner las unidades en operación lo más pronto posible permitiendo tiempos de intervenciones más largos. Por consecuencia se tiene que tomar todas las medidas posibles para poder empezar con la operación de las unidades lo más pronto posible. En este sentido es vital e indispensable de evitar cualquier circunstancia (legal, contractual, fiscal o constructiva) que frena o inhibe el avance de los trabajos en la casa de máquinas, así como en las conducciones asociadas.

Aunque la operación de la casa de maquina ayuda para mitigar el riesgo asociado con la operación continua del vertedero, es indispensable de desvincular el riesgo de la falla de la rápida de la operación de las 8 unidades sobre todo en un proyecto de esa envergadura – también tomando en cuenta, que el diseño ejecutado y el funcionamiento se basó en los parámetros geológicos y geotécnicos antes de la contingencia que cambiaron substancialmente sobre todo en la zona de la casa de máquinas. En este sentido, la única cosa de cumplir con la condición de desvincular el riesgo de la falla de la rápida de la operación de las 8 unidades es implementar una descarga intermedia independiente a largo plazo.

Además, es necesario incluir en el manual de operación todas las combinaciones de cargas críticas (p.ej. falla de una unidad o línea de transmisión cuando se está rehabilitando el vertedero, sismo de gran magnitud, crecida extraordinaria, etc.) y definir la estrategia a seguir. El manual o las reglas de operación del vertedero también deben incluir las recomendaciones y plan de manejo, que permite reaccionar frente a una falla del vertedero.

También se debe definir la solución contra el desbordamiento en el tramo inicial del canal de descarga durante crecidas mayores.

7.3 Cuenco Amortiguador

Hallazgos identificados

Debido a la contingencia y consecuentemente la operación continua del vertedero no existe la posibilidad de monitorear o inspeccionar la integridad del cuenco amortiguador. Por esa razón también no se ha podido terminar la excavación del cuenco hasta su cota final del fondo. Se observó que se erosionó el talud lateral de control izquierda y hay deposición de sedimentos en el cauce del río. Aunque esa deposición resulta en un espejo de agua más alto y por ende un colchón de agua más profundo en el cuenco que apoya en la disipación de energía, no existe la medida de monitorear o controlar el avance de erosión en el fondo. En circunstancias normales, se puede controlar la erosión a través de la operación de compuertas / de las canales del vertedero y existe la posibilidad de inspeccionar el cuenco durante el periodo de estiaje.

Peligros asociados

La erosión descontrolada del cuenco pone en peligro la estabilidad de los taludes laterales con la consecuencia de destrucción parcial de este talud afectando los accesos correspondientes. Masas de derrumbe causadas por erosión del cuenco podrían también bloquear o dañar la parte inferior del vertedero, con la consecuencia de desviar todo o parte del caudal vertido hacia el cuerpo de la presa, causando inestabilidades.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Desde el túnel de acceso hacia la casa de máquinas se ejecutó perforaciones con el fin de investigar la socavación del cuenco a través de mediciones de niveles de agua. Además, se ha previsto una operación del vertedero permitiendo una carga equilibrada a lo largo del ancho entero del vertedor y consecuentemente del cuenco.

Conclusiones Pöyry

Las medidas propuestas son adecuadas, Además, se requiere también que las medidas para contener la erosión en el cuenco amortiguador con operación balanceada y optimizada del vertedero deben ser vigiladas con más instrumentos y en más puntos con el fin de ganar certeza sobre la situación actual, dado que no hay forma para efectuar una inspección visual debido a la operación continua. Este monitoreo y estudio sobre el avance de la socavación del cuenco amortiguador y de sus laderas debe completarse, con sus resultados a ser reflejado en el plan de monitoreo, así como en el plan de emergencia. Medidas de soporte asegurando la estabilidad de las paredes del cuenco amortiguador deben ser definido en base de los resultados de investigaciones y ensayos adicionales ya definidos por EPM.

7.4 Taludes de cuenco

Hallazgos identificados

Debido a la estrecha configuración del área del cuenco junto con los taludes laterales y el talud frontal se generan precipitaciones / chorros de agua que chocan con estos taludes.

Además, hay considerables flujos en el talud frontal del vertedero. Los taludes en varias partes tienen protección y estabilización con pernos y hormigón lanzado. La inspección de estos taludes no puede ser realizada debido a la operación continua del vertedero y no se puede detectar daños incipientes en el hormigón lanzado del soporte de los cortes debido a estos chorros de agua.

Peligros asociados

Así como en la sección anterior explicado no hay forma de inspeccionar los taludes del cuenco y encontrar/detectar algunas fallas en la protección debido a una erosión descontrolada por estos chorros de agua producto de la operación continua del vertedero. Una erosión descontrolada tiene como consecuencia una desestabilización de los taludes poniendo en peligro la integridad estructural del vertedero, así como la operación correcta del cuenco. Por la inaccesibilidad en los taludes en este momento existe el peligro de no detectar algunos daños y efectuar reparaciones correspondientes.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Según la información proporcionada por EPM es previsto de instalar elementos adicionales de vigilancia en los taludes afectados y líneas de vida para inspecciones visuales.

Conclusiones Pöyry

Aparte de la instalación de elementos adicionales de vigilancia es necesario contar con un análisis de estabilidad del macizo rocoso por modelo 3D tomando en cuenta varios escenarios de una erosión progresiva con el fin de conocer los límites de seguridad o las zonas más vulnerables. Además, es necesario de establecer medidas para detener la erosión en el cuenco amortiguador. El monitoreo continuo y el estudio sobre el avance de la socavación del cuenco amortiguador y de sus laderas debe completarse, con sus resultados a ser reflejado en el plan de monitoreo, así como en el plan de emergencia. Medidas de soporte asegurando la estabilidad de las paredes del cuenco amortiguador deben ser definido en base de los resultados de investigaciones y ensayos adicionales ya definidos por EPM.

7.5 Taludes opuestos al cuenco

Hallazgos identificados

Debido a la operación continua del vertedero ya se generó una erosión de la capa superior de suelo con la consecuencia de movimientos superficiales debido a la eliminación de la vegetación que sirve como protección contra la erosión.

Peligros asociados

Debido a la falta de la vegetación ya se observó una desestabilización del talud con movimientos locales. Si se generan derrumbes más amplios existe el peligro de un taponamiento de los portales de descarga dejando la casa de máquinas fuera de operación. Además, cualquier rescate de los portales de descarga se hace sumamente difícil debido a

la necesaria operación continua del vertedero – una circunstancia que provocará aún más deslizamientos. La alteración del lecho del río en caso de derrumbes provocará también niveles más altos en la zona de descarga y del cuenco amortiguador saturando el pie de talud opuesto generando una desestabilización aún más amplia y con consecuencias severas.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Por parte de EPM es previsto ejecutar una exploración con el fin de estudiar la estabilidad y definir medidas de contención correspondientes.

Conclusiones Pöyry

La afectación del talud opuesto es producto de la operación continua del vertedero debido a la contingencia. Sin embargo y como se ha visto en otros taludes similares del proyecto, pueden producirse deslizamientos importantes con consecuencias imprevistas – en este caso el bloqueo de las descargas que por su consecuencia requiere la operación continua del vertedero que por las precipitaciones creadas dificulte aún más la intervención. Por tales razones es importante de reducir el periodo de operación del vertedero cuanto antes y eso solamente puede ser realizado si la mayor parte de las unidades se encuentran en operación. Entonces se requiere que las unidades se ponen en operación lo más pronto posible y se recomienda priorizar el estudio de esta ladera con el fin de evitar problemas más graves en el próximo futuro.

8 EMBALSE

8.1 General

Los riesgos asociados con el embalse se relacionan en primer lugar con movimientos de masas de tierra y roca con el potencial de generar olas que pueden llegar hasta el sitio de la presa o taponamientos completos del reservorio con el riesgo de rotura de ese taponamiento natural y de la consiguiente generación de un tsunami.

De acuerdo con la evaluación hidráulica actualizada, el potencial de una ola de impulso de altura suficiente como para perjudicar la seguridad de la presa se concentra en el tramo inferior del embalse, aproximadamente a partir de los sitios Playa Negra – Puente Pescadero hacia aguas abajo.

En el curso de los estudios iniciales del Proyecto Ituango un reconocimiento realizado por Woodward & Clyde (1981) encontró en el sector del valle del Cauca donde hoy día se emplaza el embalse de Hidroituango evidencia de grandes paleo-derrumbes. A continuación, se entrega una visión sobre algunos sitios de mayor interés con respecto a estos fenómenos y que potencialmente constituyen una amenaza para el proyecto.

Hallazgos identificados

En el curso del desarrollo del Proyecto Ituango se redactaron varios estudios que trataron del tema de la estabilidad de las laderas a lo largo del embalse. Se menciona una selección de cuatro documentos que comunican el avance de las investigaciones.

- Woodward-Clyde Consultants: Preliminary Study of Geomorphology and Quaternary Stratigraphy Ituango Project Colombia. (1981)
- Integral: Deslizamientos de gran magnitud. F-PHI-GGS-ANC (2007)
- Consultores Unidos: primer monitoreo de inestabilidad y erosión para el Proyecto Hidroeléctrico Ituango. (Noviembre 2013)
- Integral. Diagnóstico Geológico y Geotécnico Inicial. Sitios inestables según Resolución 1896. I-2194-PHI-044-GEO-ASI-R0, (Abril 2020)

El análisis de sedimentos lacustres comprueba la existencia de cuatro grandes taponamientos del valle, resultado de voluminosos derrumbes, y se estimó la altura de una de las presas naturales en 270 m (Woodward-Clyde, 1981). El informe de 2007 presenta mapas y cortes geológicos de sitios inestables a lo largo del vaso del embalse, pero sin avanzar al análisis geotécnico cuantificado. El informe de 2013 agrega algunos sitios al inventario y discute volúmenes y efectos potenciales de posibles derrumbes. Finalmente, EPM introdujo rutinas de monitoreo de las laderas por radar satelital y por inspecciones visuales. La inspección visual se dirige a unos 60 sitios donde con el llenado del embalse ocasionó movimientos de ladera.

La Figura 8-1 presenta las ubicaciones de sitios inestables discutidos en los informes disponibles.

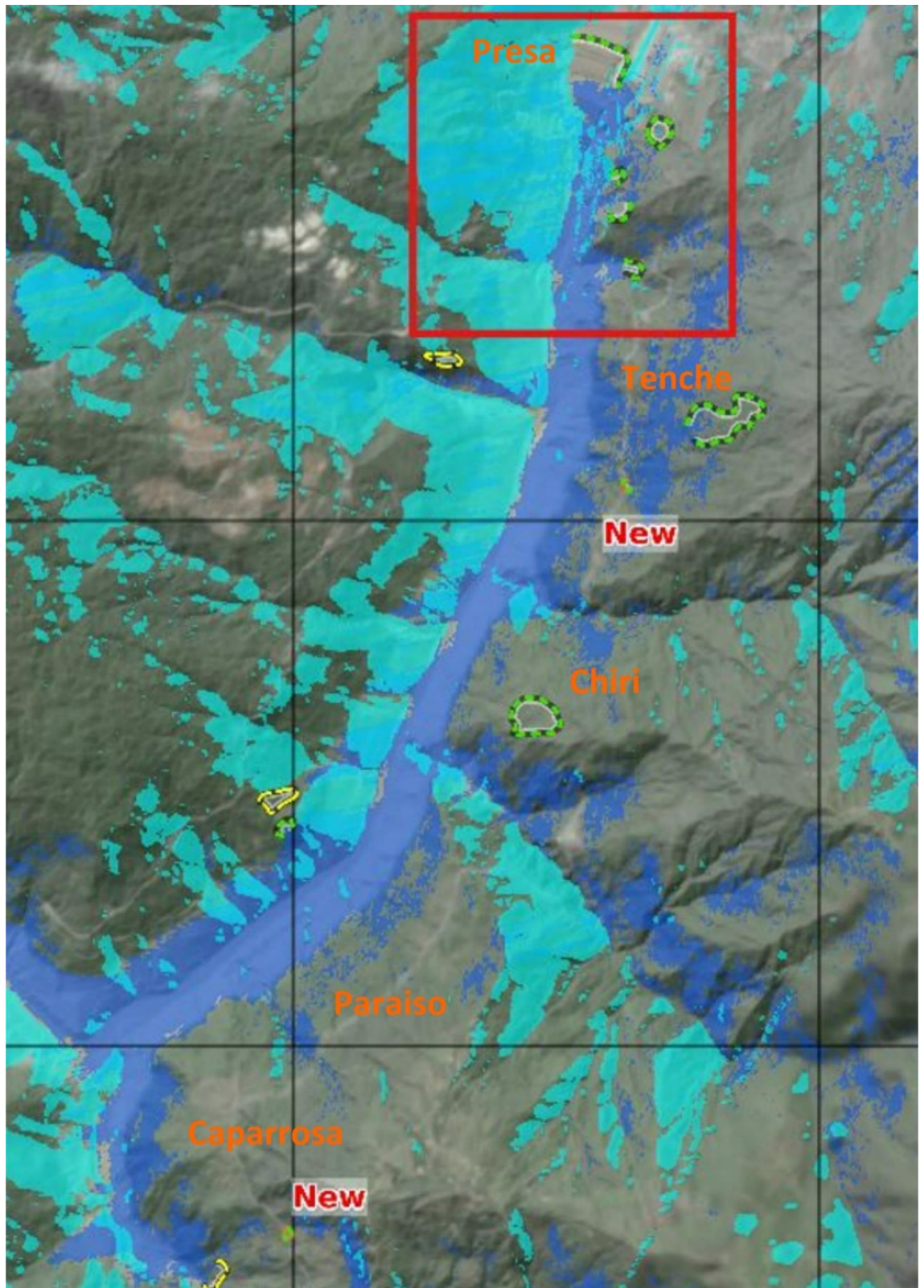


Figura 8-2: Resultados de monitoreo INSAR y ubicación de sitios discutidos

Conclusiones Pöyry

La amenaza de deslizamientos y taponamientos con su generación de olas de impacto (“Tsunamis”) que pueden llegar hasta la presa no está suficientemente evaluada. Según las modelaciones realizadas por Pöyry, indica de qué, existen lugares con un riesgo importante para las obras del proyecto y las comunidades, cerca del embalse. Se recomienda por tanto lo siguiente:

- a) Deslizamiento en el vaso del embalse, y taponamientos del valle causados por tales deslizamientos, que pueden generar olas de impacto a la presa o crecidas puntuales deben ser evaluados de manera exhaustiva. Por lo tanto, se debe instalar como primera medida un sistema de monitoreo detallado para detectar tempranamente posibles deslizamientos y un sistema de alerta temprana.
- b) En este contexto es necesario llevar a cabo un levantamiento geológico-geotécnico exhaustivo de los sitios inestables a lo largo del embalse Ituango, con enfoque particular al riesgo de taponamientos. En base de los resultados de estas investigaciones complementarias de terreno se podrá evaluar con mayor detalle los sitios ya identificados, para definir medidas de monitoreo y de estabilización (drenajes, medidas de soporte, excavaciones etc.).

8.2 Tenche

Hallazgos identificados

Se trata de un antiguo derrumbe de muy importante volumen. La evaluación morfológica sugiere un plano basal de rotura controlado por el sistema de discontinuidades en la roca de fondo. Quedan residuos de material movido en la ladera. Se experimentan movimientos locales, superficiales con efectos esencialmente limitados al corte de la vía.



Figura 8-3: Paleo-derrumbe Tenche. Movimientos locales a lo largo de la vía.

Peligros asociados

Los movimientos locales interfieren con el uso de la vía. Quedan residuos del paleo-derrumbe de un volumen desconocido en la ladera que potencialmente pueden ser activadas. Por la cercanía a la presa los movimientos en esta ladera pueden conducir a graves efectos.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Se sigue trabajando en el mantenimiento de la vía y de los cortes. El monitoreo satelital INSAR continúa chequeando la ladera.

Conclusiones Pöyry

Se recomienda profundizar los estudios geológicos, determinando el espesor de material movido y deteriorado, la estructura del macizo rocoso y su función relativa a la estabilidad. Una perforación que ayuda en estos estudios y admite instrumentación de monitoreo hidrogeológico y de deformaciones profundas es aconsejable.

En la actualidad el comportamiento de la ladera y las medidas de mitigación son aceptables.

8.3 Chirí

Hallazgos identificados

Se notan cicatrices de movimientos superficiales en el frente de una cresta y el monitoreo INSAR (Figura 8-4) comprueba movimientos activos. Existen trazas morfológicas de antiguas derrumbes.



Figura 8-4: Sitio inestable Chiri, indicios de movimientos superficiales activos y cicaterices de antiguos desprendimientos

Peligros asociados

Proyectando la base presuntiva del paleo-derrumbe de Tenche a este sector de la ladera se llega a sospechar un volumen potencialmente inestable de volumen importante. En combinación con la cercanía al sitio de la presa resulta una amenaza apreciable.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Se anda realizando un monitoreo de movimientos en superficie. Además, se ejecuta el mantenimiento continuo del camino.

Conclusiones Pöyry

Los movimientos actualmente registrados no implican una amenaza de significativa importancia. Sin embargo, no se puede excluir la activación de un volumen importante. Por

estos aspectos Pöyry recomienda elaborar un modelo geológico-hidrogeológico de la ladera, utilizando los registros geológicos del túnel vial y agregando una exploración geofísica, calibrada por (una) perforación. Se puede aumentar el efecto drenante del túnel y agregar una instalación de monitoreo, aprovechándose también del túnel.

8.4 Paraíso

Hallazgos identificados

Actualmente se notan movimientos superficiales poco importantes y desprendimientos ocasionales en los cortes de la vía.

Peligros asociados

Dado que las condiciones geológicas son semejantes a las del sitio Tenche, se puede sospechar el potencial de una rotura profunda por el macizo rocoso. Tentativamente proyectando la base del derrumbe Tenche hacia el sitio Paraiso se obtiene un volumen muy importante de un movimiento hipotético.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

El sitio está incluido en el monitoreo satelital. EPM se ocupa del mantenimiento de la vía.

Conclusiones Pöyry

El comportamiento actual es aceptable. Faltan estudios geológicos adicionales que permitirán una razonable apreciación de la amenaza. Una vez concluido este estudio, se debe comprobar si es suficiente de mantener el nivel del embalse en una cota máxima de 407 msnm, para contar con suficiente borde libre para limitar los daños a la presa durante dichos tsunamis. Caso contrario será necesario diseñar obras de refuerzo en la cresta de la presa, aceptando un desbordamiento mínimo.

8.5 Caparrosa

Hallazgos identificados

Existe un voluminoso paleo-derrumbe en la ladera derecha del valle del Río San Andrés. El deslizamiento parece haber cruzado al otro lado del valle, produciendo un taponamiento temporal. Parte de la más movida queda en el flanco derecho. Se observen movimientos superficiales de poco volumen, localmente afectando la vía.



Figura 8-5: Sitio inestable Caparrosa. Reactivación local en material del paleo-derrumbe

Peligros asociados

Una reactivación de la masa movida residual en el peor de los casos puede producir un taponamiento del valle.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Se sigue con el mantenimiento de la vía y se realicen mejoras en la estabilidad de los cortes. El monitoreo satelital incluye este sitio.

Conclusiones Pöyry

El comportamiento y las medidas aplicadas son aceptables. Falta un estudio geológico-geotécnico para llegar a una apreciación más cuantificada de la amenaza potencial. Una vez concluido este estudio, se debe comprobar si es suficiente de mantener el nivel del embalse en una cota máxima de 407 msnm, para contar con suficiente borde libre para limitar los daños a la presa durante dichos tsunamis. Caso contrario será necesario diseñar obras de refuerzo en la cresta de la presa, aceptando un desbordamiento mínimo.

8.6 Puente Pescadero – Playa Negra

Hallazgos identificados

En este tramo del valle, aguas arriba de la desembocadura del Río San Andrés, se observan cicatrices de deslizamientos superficiales en la ladera izquierda y un asentamiento notable

de la ladera derecha. Con el llenado del embalse aparecieron algunos pequeños desprendimientos en las orillas del lago.



Figura 8-6: Escarpe en la cabeza del sitio Playa Negra

Peligros asociados

Las condiciones observadas en la ladera derecha fueron interpretadas como consecuencia de “Sackung”, quiere decir un lento asentamiento con poca traslación lateral. Tal fenómeno no será una amenaza grave, pero por el gran volumen de material posiblemente deteriorado no se puede descartar un potencial riesgo.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

El sitio está incluido en el monitoreo satelital y visual.

Conclusiones Pöyry

El comportamiento actual es aceptable. Falta un estudio geológico-geotécnico más detallado para lograr una apreciación cuantificada de la amenaza. Una vez concluido este estudio, se debe comprobar si es suficiente de mantener el nivel del embalse en una cota máxima de 407 msnm, para contar con suficiente borde libre para limitar los daños a la presa durante dichos tsunamis. Caso contrario será necesario diseñar obras de refuerzo en la cresta de la presa, aceptando un desbordamiento mínimo.

8.7 Sitios inestables en el interior de la zona del reservorio

Hallazgos identificados

Los reconocimientos geológicos y estudios morfológicos identificaron varios paleo-derrumbes, supuestos y confirmados, entre los últimos el sitio de Guásimo con el enorme volumen del orden 10^9 m^3 . Con el llenado del embalse aparecieron más de 50

desprendimientos, típicamente poco voluminosos, afectando depósitos aluviales, coluvio y/o roca de baja calidad. No se detectó indicios de la activación de un derrumbe grande.

Peligros asociados

Los fenómenos actualmente iniciados no constituyen una amenaza para la seguridad de la presa, se limitan a daños locales como pérdida de áreas cultivadas, interrupción de caminos. En el lago existe el riesgo de caída de rocas y de olas de impacto. Pero los estudios geológicos comprueban eventos importantes que generaron taponamientos de una altura en exceso de 200 m. No se puede descartar la posibilidad de repetición de parecido evento. La rotura de tal presa natural puede producir una corriente lodosa y una avenida excepcional. Las siguientes figuras muestran algunos derrumbes ocasionados por el llenado del embalse.



Figura 8-7: Vista de sitios menores desde el helicoptero



Figura 8-8: Sitio 18, según la numeración definido en los informes de monitoreo de EPM



Figura 8-9: Sitio 25, según la numeración definido en los informes de monitoreo de EPM

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Se realizaron reconocimientos geológicos de algunos de los sitios inestables. Se continúa con las inspecciones visuales periódicas y con el monitoreo satelital.

Conclusiones Pöyry

Si bien la probabilidad de un evento de la escala de Guásimo es muy baja, del orden de 10^{-4} , el riesgo asociado es tan importante que impone precauciones correspondientes. Tales precauciones deben comprender:

- Monitoreo detenido del comportamiento de las laderas
- Vigilancia geológica
- Implementación y mantenimiento de un plan de acción de emergencia.

En esta forma se sigue gestionando en varios casos los riesgos en exitosamente los riesgos vinculados con la estabilidad de las laderas de reservorios (p. e. Gepatsch/Austria, Roxburgh y Clyde/Nueva Zelandia, Mica y Revelstoke/Canada, Piedra dl Águila/Argentina)

9 CAPACIDAD DE DESCARGA

Hallazgos identificados

Según lo presentado en los capítulos anteriores es evidente, que inspecciones y reparaciones del vertedero solamente se pueden realizar si las unidades de la casa de máquinas están operativas. Además, para reparaciones más extensas es indispensable que todas las unidades estén en operación y sin falla para garantizar un tiempo de rehabilitación más extenso. Aun así, en caso de cualquier falla de la red eléctrica el vertedero es el único elemento para poder evacuar las aguas de exceso. Adicionalmente existe un elemento no homogéneo en la presa debido al cambio del diseño de la presa en la parte alta de un núcleo de arcilla a un muro de diafragma. Actualmente las filtraciones observadas se encuentran en un nivel constante sin embargo no existen experiencias con respecto al comportamiento al largo plazo. Mas notable son los eventos sísmicos, el asentamiento de la presa y el comportamiento químico del muro de diafragma que representan un hallazgo con respecto a un incremento de filtraciones con la consecuencia de erosión interna del material del núcleo. Actualmente el nivel de embalse se encuentra en una cota baja, que no representa la condición en el futuro donde el nivel va a fluctuar significativamente y en casos de avenidas subir a cotas mucho más altas. Por ende, las filtraciones observadas hoy en día solamente representan el comportamiento bajo condiciones favorables. Cabe notar que hoy en día - debido a la técnica aplicada - las mediciones ejecutadas de las filtraciones no permiten determinar si el agua de filtraciones contiene sólidos y en este sentido excluyendo la erosión de material fino de la zona de transición entre el muro de diafragma y el núcleo de arcilla. En todos estos casos anteriormente mencionados hoy en día no es factible de bajar el nivel del embalse a una cota inferior de la zona de transición con el fin de reducir las filtraciones (posiblemente con sólidos) permitiendo una inspección y reparación de posibles daños.

Peligros asociados

Una falla en el vertedero o filtraciones descontroladas en la zona de transición entre el muro diafragma y el núcleo de arcilla tienen como última consecuencia la destrucción de la presa poniendo en peligro las poblaciones aguas abajo. Actualmente una falla en el vertedero y su reparación correspondiente solamente puede ser realizado con una descarga a través de turbinas operando a plena capacidad que no se puede garantizar siempre y en todas circunstancias. Aun así, el tiempo de intervención es limitado debido a la hidrología dada. En este sentido todo depende del buen funcionamiento de la casa de máquinas sin ningún sistema de redundancia. También se tiene que tomar en cuenta que los parámetros base del diseño han cambiado debido a la contingencia (p.e. condiciones geotécnicas del macizo rocoso en la margen derecha) y eso también puede provocar un comportamiento imprevisto a largo plazo. Además, el peligro de una erosión interna y un incremento descontrolada de las filtraciones después un evento sísmico, debido a asentamientos de la presa o debido a un comportamiento químico no previsto a largo plazo actualmente solamente se puede controlar con las unidades de la casa de máquinas bajando el nivel del embalse al nivel mínimo de operación, que todavía se encuentra encima del nivel de transición y por ende complicando cualquier reparación o acción correspondiente. En resumen, el control de los peligros asociados a una falle del vertedero o de la presa actualmente es a través de la operación de la casa de máquinas siendo el único órgano restante para la evacuación del

caudal de ingreso y que no puede ser garantizado en todas las circunstancias (p.e. sismo y falla de la conexión con la red eléctrica).

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Con base en las discusiones con EPM, EPM explicó que cualquier mantenimiento o intervención en el vertedero se puede hacer en época seca controlando el nivel del embalse con la operación de las unidades de la casa de máquinas. Fallas en las conducciones se pueden atender aplicando los taponés mecánicos que se está usando ahora para las captaciones. Con respecto a intervenciones en la presa se puede bajar el nivel al nivel mínimo de operación con la operación de la casa de máquinas e intervenir en la zona de transición con trabajos subacuáticos.

Conclusiones Pöyry

Si bien es cierto que la operatividad de la casa de máquinas se debe dar lo más pronto posible y representa una opción válida para bajar el nivel del embalse, la atención de todos los posibles peligros depende únicamente de este elemento. Debido a la contingencia el diseño como sus parámetros base han cambiado y no existen otros elementos de descarga independientes. El diseño tenía que adaptarse a la situación actual después de la contingencia introduciendo nuevos elementos antes no previstos y aunque estos elementos se adaptan a la situación actual representan una desviación de un diseño clásico de una central donde se puede contar con amplia experiencia mundial referente al comportamiento a largo plazo que por ende permite determinar un riesgo asociado a la operación de los diferentes elementos. Dado que hoy en día tenemos en conjunto

- Una presa con diferentes tipos de impermeabilización
- Un vertedero operando constantemente
- Una casa de máquinas en caverna en un ámbito de un macizo rocoso parcialmente deteriorado

No se puede prever en su totalidad cualquier comportamiento a largo plazo.

Además, y como mencionado anteriormente, la integridad del proyecto depende de la operatividad de la casa de máquinas. Cualquier falla o circunstancia que impide la operación continua de las unidades hace casi imposible alguna intervención debido a un comportamiento imprevisto en la presa o el vertedero. Además, y de acuerdo a las recomendaciones de ICOLD, la capacidad de descarga debería permitir bajar el nivel del embalse debajo del umbral del vertedero en superficie y las captaciones para poder inspeccionar las obras críticas después de un sismo. Por tales razones Pöyry concluye que es necesario introducir un elemento adicional de descarga (intermedia) que se puede realizar en la margen izquierda y que permite independizar la condición de bajar el nivel del embalse únicamente con la operación de la casa de máquinas. Además, es necesario limitar el nivel de operación del embalse hasta que se pueda construir, en el mediano plazo, la descarga intermedia adicional independiente y con capacidad suficiente, que permite ejecutar trabajos de inspección y mantenimiento en los canales de descarga del vertedero durante mínimo 90 días consecutivos. Siguiendo las normas y estándares internacionales (ICOLD), esta descarga adicional con todos sus componentes debe ser diseñado como una estructura independiente. Además, será recomendable considerar un nivel de captación y

capacidad de descarga suficiente que facilita un acceso seco a las bocatomas de las unidades.

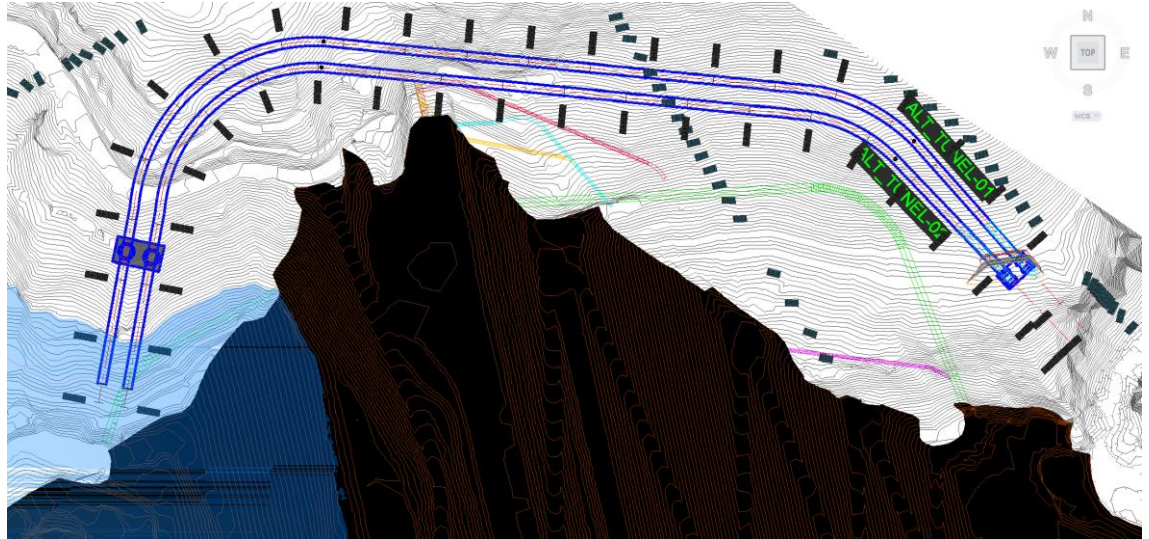


Figura 9-1: Posible arreglo de una descarga intermedia independiente – Vista planta

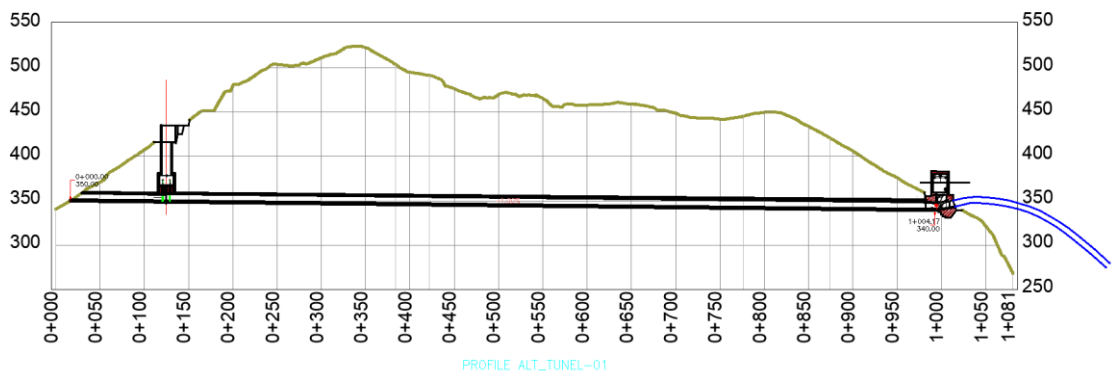


Figura 9-2: Posible arreglo de una descarga intermedia independiente – Sección longitudinal

Los daños producidos en los varios frentes generan riesgos que necesitan ser mitigado con urgencia. Muchos de estos daños han sido o están siendo solucionados de manera adecuada por EPM. Pöyry considera que el problema más complejo y más crítico constituye el empleo continuo del vertedero. Aunque existen ejemplos del pasado al nivel mundial donde se ha usado el vertedero por tiempos prolongados (p.ej. debido a la instalación retrasada del equipamiento electromecánico), pero en estos casos particulares el diseño ha previsto una descarga de fondo y/o medio fondo, permitiendo bajar el nivel del embalse e inspeccionar y/o reparar el vertedero independiente de los otros órganos de descargas, por lo menos durante los meses con caudales reducidos. Según lo presentado líneas arriba, el presente caso de Ituango no cuenta con esa posibilidad y además la finalización de la instalación del equipamiento electromecánico todavía va a tardar. Una operación continua del vertedero bien puede generar varios tipos de daño, tanto en las estructuras de concreto como en el macizo rocoso de su cimentación. Estos daños pueden resultar de un desgaste acelerado o de otras causas, y pueden resultar en consecuencias catastróficas (erosión y socavación hidráulica descontrolada del vertedero y luego de la presa enrocada). Para mitigar este riesgo se debe eliminar la operación continua del vertedero. Una posibilidad para alcánzalo

constituye en asegurar que, lo más pronto posible, las unidades de generación rehabilitadas entran en operación. Cabe notar que, según el diseño original, las tomas del circuito hidráulico tienen una doble función – por una parte, la generación de energía y por otra parte, la función de bajar el nivel del embalse en estiaje permitiendo un mantenimiento seguro del vertedero. Para ello es absolutamente necesario reparar y asegurar la estabilidad de todas las estructuras asociadas a la pronta generación: bocatomas de captación, conducciones en presión, cavernas y túneles de descarga, todo con la mayor rapidez que se pueda.

Complementariamente con el punto anterior, la revisión de los documentos de diseño indica que este complejo hidroeléctrico no cuenta con una descarga de fondo o medio fondo, que es lo fundamental, según recomendación internacional de la ICOLD. La razón esencial de esta recomendación es tener la posibilidad real de inspeccionar los elementos críticos e importantes en seco después de un evento natural severo o importantes problemas de la presa (sismos de gran magnitud, crecidas extraordinarias y prologadas, aparición de filtraciones en la presa, deslizamientos superficiales cercanos a la presa y derrumbes en las obras subterráneas, etc.). ***En el caso de Ituango no existe una descarga de fondo o intermedia independiente de las captaciones con suficiente capacidad y, por lo tanto, se puede concluir que no existe la posibilidad de bajar el nivel del embalse con el fin de inspeccionar los elementos claves incluyendo la presa después de un evento severo.*** Adicionalmente es importante mencionar que el concepto de seguridad contemplado actualmente vincula la integridad y operatividad de las captaciones con el funcionamiento del vertedero. ***Una falla de un elemento durante la mantención del otro pone en peligro la seguridad del proyecto entero. En base de recomendaciones y estándares internacionales esta vinculación aumenta significativamente el riesgo de un proyecto y por lo tanto representa una debilidad de la concepción de proyecto.***

Adicionalmente a lo anterior, y dado que los tiempos disponibles para una intervención en el vertedero son reducidos y acotados por las variaciones climáticas y, por ende, hidrológicas, de tal manera que y sólo permiten acceder al vertedero por poco tiempo; consecuentemente, ***sólo será posible la reparación de daños relativamente pequeños; si se requiere de reparación de daños mayores, entonces no habría el tiempo suficiente disponible.*** Además, daños en el muro bentonita de la presa solamente se pueden atender subacuáticamente. Si bien es cierto que las turbinas tienen una capacidad importante para evacuar los caudales que ingresan es también importante hacer notar primero, que la entrada en operación de las turbinas será paulatina y durará varios años más, y, por otra parte, la necesidad de realizar una mantención o resolver un problema/falla urgente en los equipos electromecánicos afecta y disminuye tal seguridad directamente. ***Una descarga de fondo o medio fondo independiente del circuito hidráulico actual, como la que se recomienda, no solamente permitirá la inspección de las bocatomas de captaciones, sino que también funcionaría como respaldo para cualquier intervención en el equipamiento electromecánico.***

10 MEDIOAMBIENTE

El análisis medioambiental es multifactorial e incluye la evaluación de impactos sociales. Este análisis requiere contar con información de diferentes ámbitos, de carácter general y específica, pertinente y suficiente, para proyectar escenarios asociados -en este caso específico- a las obras civiles del proyecto y su situación actual³; considerando para ello el estado de avance de las obras de recuperación y reparación, así como de los estudios en desarrollo y complementarios necesarios, y la claridad y completitud de la información solicitada y recibida, entre otros. Se han analizado los siguientes tres escenarios:

- Ex–Ante: Escenario antes de la contingencia, sin considerar sus implicancias
- Ex–Post 1: Escenario después de la emergencia (abril 2018) hasta mayo 2019.
- Ex– Post 2: Escenario después de controlar preliminarmente la contingencia (mayo 2019 hasta noviembre 2020).

En el futuro se deben analizar los escenarios considerando respectivamente incluyendo las medidas de mitigación efectuadas:

- Ex– Post 3, 4, etc.: Actualizaciones en periodos recurrentes (a partir de 2021) hasta la implementación de todas las medidas de mitigación ha sido culminado (previsto previo 2030).

Hubo afectaciones claras en el componente social (ingresos, empleos, educación, acceso a servicios) -así como en infraestructura (caminos, puentes, locales comerciales, viviendas, otros equipamientos) y recursos productivos (recursos naturales, tierras y sembradíos, pesca)- derivados de las contingencias del primer semestre de 2018.

Superada esta y evaluados los aspectos ya señalados en torno a las obras civiles del proyecto (con la información revisada, analizada y actualizada hasta aquí), la evaluación es que el escenario de riesgo global hoy se mantiene. Lo anterior debido a que se trata de un riesgo sistémico (el proyecto como conjunto), complejo (multifactorial, con propiedades emergentes), ya visto (concatenaciones de situaciones analizadas y evaluadas por separado, concurren simultáneamente), con efectos esperados e inesperados, muy significativos para el proyecto y las comunidades de aguas abajo, especialmente.

No obstante lo realizado en cuanto a gestión y control de riesgos, planes de emergencia, planes y programas de asistencia, una situación particular -conocida o desconocida- que supere lo contemplado hasta ahora y que afecte a una o varias obras civiles claves del proyecto, podría tener efectos indirectos significativos sobre los componentes naturales y sociales del proyecto; pudiendo ser potencialmente severos si alguno de los fallos involucrara algún componente más sensibles y este no pudiera ser atendido oportuna y convenientemente.

En ese sentido, la importancia de resolver las dificultades que aún se registran en las obras civiles, es clave para disminuir el riesgo sobre el medio natural y el social. De tal modo, lo que debe incorporarse como una tarea permanente durante todo el ciclo del proyecto (y de

³ Además de lo presentado aquí, existen dos informes previos con análisis Ex-Post 1 y Ex-Post 2.

modo más general, mientras el proyecto se encuentre en construcción y operación), es la mantención de un plan de acción de emergencias (EAP, según sus siglas en inglés), inclusive sistema de alerta temprana, y los programas de capacitación y equipamiento para las comunidades aguas abajo y aguas arriba de la presa, de modo que cualquier contingencia que ocurra, pueda resolverse de la mejor manera posible, evitando víctimas humanas, como ha sido hasta ahora. La educación, la capacitación, el equipamiento suficiente y la realización de simulacros con las comunidades potencialmente afectadas, es un trabajo fundamental e indispensable para aumentar la seguridad en respuesta a las potenciales contingencias asociadas y derivadas de la construcción y operación del proyecto.

En relación con lo anterior, es necesario -también- mantener una adecuada y completa documentación de todo el proceso de apoyo y asistencia a las comunidades para poder realizar evaluaciones periódicas, según se vayan verificando los avances en la recuperación, reparación y construcción de las obras civiles; según fue presentado en la matriz de la Tabla 1-2.

Otros hallazgos y peligros identificados

Otras situaciones que representan riesgos potenciales para el ambiente natural y social, corresponden, en términos generales, a vertimientos de sustancias de distinto tipo (aceites, combustibles, aditivos de construcción) a cauces naturales que pudieran afectar la calidad de agua, sedimentos y biota, aguas abajo (pudiendo también tener implicancias productivas en los terrenos utilizados para la agricultura que son irrigados por el río Cauca); así como escombros y chatarra derivados de las contingencias pasadas y de las labores de recuperación y construcción del proyecto. Sumado a lo anterior, se puede mencionar el deterioro de caminos y puentes por el tránsito de vehículos pesados mientras duren las faenas.

Medidas de mitigación propuestas por EPM

Como se indicó antes, la mantención y extensión (según lo indicado en las conclusiones a continuación) de programas de monitoreo y planes de emergencia (que consideren capacitación, equipamiento y simulacros periódicos) con los municipios y comunidades potencialmente afectados por el proyecto (aguas arriba y aguas abajo de la presa), constituyen una herramienta fundamental para la prevención y el manejo de potenciales contingencias derivadas de los riesgos que representa el proyecto (endógenos y exógenos), mientras se encuentre en construcción y operación. Esto debe ser asumido de modo permanente.

Conclusiones Pöyry

La importancia relativa que tienen las obras civiles del proyecto y de este como conjunto sobre el medio natural y social del área de influencia, aguas arriba y aguas abajo, es muy grande. Considerando el mayor riesgo luego de la contingencia, y en base de los resultados aproximados según el estudio de rompimiento de Integral en 2007 (Figura 10-1), esta área de influencia no debe ser limitado solamente hasta Nechí, sino ser extendido hacia el área de no afectación según criterios del USBR, potencialmente hasta Magangué y la

confluencia con el río Magdalena, poniendo en peligro una gran cantidad de centros poblados ubicados en la Llanura del Caribe (Figura 10-2).

Cualquier inconveniente significativo, y particularmente una rotura de la presa que no se puede excluir con el modo de operación practicado actualmente, que experimente el proyecto tiene un potencial de afectación importante sobre estos. Eso, por otro lado, es un hecho de la causa, y no podría ser de otra manera con un proyecto de la envergadura de Ituango.

La mejor y más confiable manera de aumentar y asegurar la estabilidad de las obras del proyecto, evitando situaciones ambientales y sociales complejas fuera de las dinámicas habituales- es resolver lo pendiente en obras de recuperación y rehabilitación, para avanzar y finalizar la etapa de construcción, con el propósito de operar el proyecto cuanto antes.

Sin perjuicio de esto, y tal como se ha dicho antes en este documento y en otros anteriores, la medida de gestión y control de riesgos fundamental es mantener un detallado y estricto plan de seguimiento, monitoreo y reporte, tal como el que realiza actualmente el Centro de Monitoreo Técnico (CMT -cuyos protocolos deben ser revisados y actualizados según corresponda-; igualmente como la instalación y mantención de instrumentación pertinente y suficiente de las diferentes obras.

Se recomienda mantener las capacitaciones, la difusión, la asistencia con equipamiento y mantención del Sistema de Alarma Temprana (SAT) del proyecto, en la zona de influencia aguas abajo, entre el sitio de presa y el área de no afectación según criterios del USBR (que se supone ubicar en la zona de confluencia con el río Magdalena, o aún más al norte). Asimismo, se recomienda diseñar e implementar un sistema protocolar de registro, control y seguimiento documental, que permita establecer la trazabilidad de los documentos e información del proyecto en cuanto a su preparación, revisión, autorización, modificación y distribución, de modo que permita evaluar de modo confiable y verificable, por ejemplo, la autenticidad, veracidad, actualidad y seguridad (calidad), de la información utilizada para estos fines.

De modo análogo, los programas desplegados con la comunidad debieran tener una trazabilidad similar, y debieran ser evaluados al menos semestralmente con las comunidades involucradas, en la medida que la recuperación, construcción, puesta en marcha y operación del proyecto continúa su avance (especialmente con las de aguas abajo, que son las que se encuentran en mayor riesgo y peligro ante la ocurrencia de un evento no deseado con consecuencias negativas sobre las comunidades y su entorno natural y construido).

Aunque la zona de influencia según los documentos proporcionados llega hasta Nechí, los estudios de rotura de presa del año 2007 mostraron que para los escenarios analizados existen también impactos considerables aguas debajo de Nechí. Sin embargo, para el estudio aguas abajo de Nechí no se contó con una topografía detallada y por tal razón se tenía que usar información topográfico satelital, la cual tiene una precisión limitada (Figura 10-1). Por lo tanto, se recomienda complementar el estudio aguas debajo de Nechí con información topográfica LIDAR o con precisión similar, para analizar con mayor certeza el nivel de peligro en estas comunas. En base de estos resultados se debería actualizar luego el plan de emergencia y las actividades de información y capacitación como preparación en caso de emergencia.

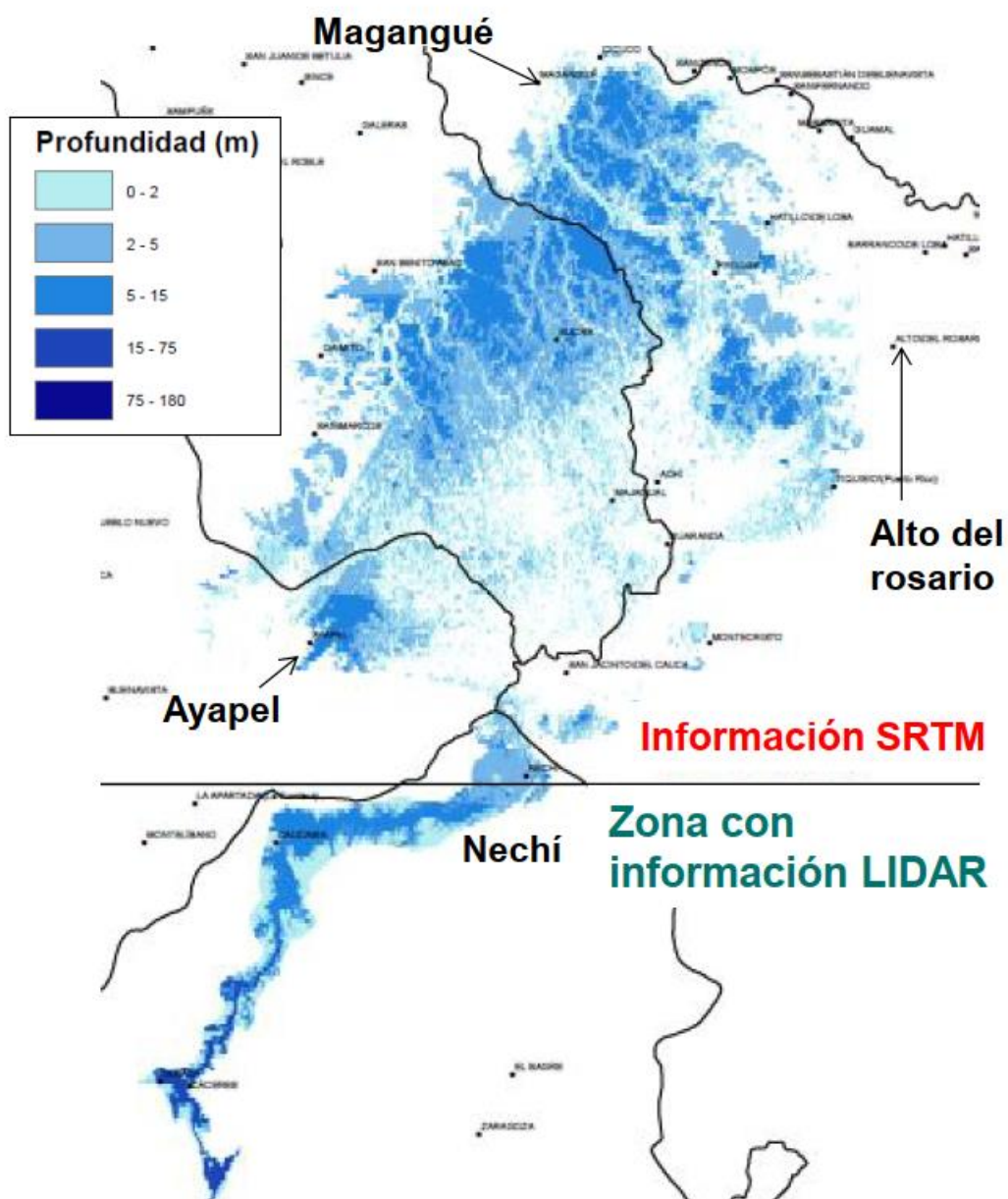


Figura 10-1: Mapa de inundación (profundidad) después de una rotura de presa (Integral). Centros poblados importantes ubicados en la zona de influencia extendida, la cual llega desde Nechí hasta Magangué aproximadamente, están indicados en la siguiente figura

11 RESUMEN DE LOS HALLAZGOS MÁS CRÍTICOS

La contingencia generó daños muy significativos a la infraestructura de la obra. Adicionalmente, y para evitar una catástrofe mayor, EPM se vio forzado a desviar las aguas del río Cauca por los pozos de aducción en presión 1, 2, 7 y 8 (a poco andar los pozos 7 y 8 se derrumbaron y taponaron), lo que operó durante aproximadamente 9-10 meses, causando daños enormes por erosión y socavación hidráulica, lo que forzó a EPM generar ***cambios fundamentales con respecto al diseño original del proyecto***, lo que en general no es deseable. Esto último se refiere particularmente a las ***modificaciones en la estructura de la presa y al uso continuo del vertedero, a lo que se suman los importantes y grandes trabajos de reparación, soporte, reemplazo, inyecciones de impermeabilización/consolidación y taponamientos estratégicos del complejo de obras subterráneas.***

A pesar de la gravedad de los daños, Pöyry considera que ***el proyecto es técnicamente recuperable***. Además, Pöyry considera también que la rehabilitación y puesta en marcha del proyecto es la única alternativa para gestionar los peligros y riesgos correspondientes en una forma controlada; ***un abandono del proyecto no representa una solución válida y además factible con respecto a los riesgos involucrados***. En su mayoría la recuperación es posible mediante técnicas convencionales de ingeniería y construcción, como es el caso de las cavernas y los piques de conducción, por dar un ejemplo.

El siguiente resumen de los hallazgos más críticos demuestra que todos ellos podrían potencialmente resultar en una rotura de la presa, la cual sería un evento catastrófico que se debe evitar de todas maneras. Sin embargo, en vista de las condiciones actuales del proyecto, esto no se puede garantizar con absoluta certeza. Tal escenario catastrófico afectaría no solamente el tramo del río Cauca entre la presa y Nechí, sino potencialmente hasta la confluencia con el río Magdalena, poniendo en peligro una gran cantidad de centros poblados ubicados en la Llanura del Caribe.

11.1 Daños en el muro de cemento-bentonita en la parte superior de la presa

La presa de Ituango es una presa de enrocado con un elemento de impermeabilización central, que consiste principalmente en un núcleo de terraplén natural. Debido a la contingencia en 2018 el núcleo de terraplén se interrumpe, y en su lugar prevalece una pantalla cemento-bentonita dentro del relleno prioritario de escollera. Este diseño es único en el mundo, lo que es especialmente válido para una presa tan alta. El muro de cemento-bentonita es el punto débil de la presa y requiere una atención especial.

Se realizaron análisis numéricos de la presa. Los eventos sísmicos se consideraron sobre la base de un estudio de amenaza sísmica actualizada en 2021. Tanto los análisis numéricos como el estudio sísmico muestran déficits e incertidumbres. Por lo tanto, la seguridad de la presa de Ituango podría estar sobreestimada. No obstante, los cálculos revelaron que es de esperar que se produzcan grietas y daños en el muro de cemento-bentonita durante grandes terremotos. Además, el agrietamiento y la erosión del muro pantalla podrían producirse debido al asentamiento a largo plazo de la presa y a los procesos de lixiviación del calcio. La erosión interna que se puede producir pone en peligro la seguridad general de la presa. No se puede excluir una mayor erosión interna en el núcleo de la presa y la inestabilidad de los taludes de la misma.

En cuanto al impacto de los terremotos, para el análisis de seguridad de la presa de Ituango sólo se han tenido en cuenta las sacudidas del terreno. No se evaluaron otros riesgos sísmicos, como el posible movimiento de fallas activas y discontinuidades activadas en la huella de la presa o el impacto directo en la presa debido al movimiento de masas (caída de rocas y desprendimientos). Para el análisis de seguridad deben tenerse en cuenta todas las estructuras relevantes para la seguridad, que son la presa y sus estribos, el vertedero y una descarga intermedia, según se disponga.

En caso de daños esperados o inesperados en la presa, actualmente no existe la posibilidad de bajar eficazmente el nivel del embalse por debajo del umbral de la estructura del vertedero. Esto es especialmente cierto después de un fuerte terremoto cuando se debe asumir que las unidades están fuera de servicio.

En consecuencia, con el diseño propuesta para finalizar el proyecto estos procesos no se pueden detectar adecuadamente ni reducir y, por lo tanto, podrían comprometer la estabilidad hasta su colapso. Un colapso de la presa de Ituango causaría inundaciones catastróficas como se ha demostrado en el estudio correspondiente o incluso más si se considera bien el área del alcance de estas inundaciones.

11.2 Daños de la losa del vertedero

El vertedero es operativo y debería seguir operando hasta la puesta en marcha de los grupos de generación, que representa una operación prolongada y por ende no convencional. Esa operación continua podría provocar daños por desgaste en la estructura de hormigón (erosión por cavitación local debido a irregularidades locales), causar peligrosas socavaciones en la zona del impacto del chorro libre en el cuenco amortiguador comprometiendo los taludes cercanos. Por tal razón un objetivo principal en el proceso de recuperación y rehabilitación del proyecto debe ser reducir las horas de operación del vertedero y volver al régimen de operación originalmente previsto.

Actualmente el vertedero es la única forma de controlar el nivel del embalse y de garantizar la entrega del caudal ecológico de 450 m³/s. Normalmente un vertedero no está diseñado para operar de forma continua durante muchos meses o años, considerando el plazo proyectado para la recuperación y puesta en operación del proyecto. Se espera que se origine un deterioro con el tiempo, un desgaste de la estructura de hormigón y que va a requerir reparaciones durante las temporadas secas cuando se pueden cerrar las compuertas de uno de los canales de descarga. La rehabilitación y/o mantenimiento de la superficie de los canales de descarga requiere que los equipamientos electromecánicos funcionen sin problema y la hidrología (caudal de ingreso) lo permite. Además, se ha visto, que hasta este momento de puesta en marcha el tiempo disponible es insuficiente para la rehabilitación del canal más ancho en casos de daños moderados. Es necesario incluir en el manual de operación todos los casos críticos, es decir las combinaciones críticas (p.ej. en caso de falla de una unidad / transformador / equipamiento al mismo tiempo cuando se está rehabilitando el vertedero) y definir la estrategia a seguir.

El proyecto final considera la posibilidad de bajar y controlar el nivel del embalse por debajo de la cota del umbral del vertedero a través de las turbinas, lo cual permitirá inspeccionar y rehabilitar esta importante estructura del proyecto. Sin embargo, la evaluación hidrológica muestra que la probabilidad, seguridad y la duración de acceso a los canales de descargas del vertedero es insuficiente con respecto a daños moderados (6 meses

de rehabilitación) y por ende una descarga a un nivel inferior aumentará significativamente la seguridad global del proyecto. Además, la introducción de un elemento adicional de descarga (de fondo o intermedio) cumplirá con guías o normas internacionales.

11.3 Taludes en el cuenco amortiguador

Con respecto al cuenco disipador del vertedero, es ***necesario contar con un plan de instalación de un sistema de monitoreo, como aquel que ha planteado EPM***. Sin embargo, es necesario analizar los datos obtenidos sistemática y continuamente, de tal forma de poder evaluar y manejar (gerenciar) el riesgo de inestabilidades de una manera preventiva y no de reacción frente a hechos ya ocurridos. Adicionalmente, se aprecia necesario e ineludible, la extensión completa de la socavación del cuenco en relación con las estructuras vecinas, aplicando para tal efecto parámetros geotécnicos que representen adecuadamente el macizo rocoso, con su matriz intacta y sus discontinuidades, en especial las fallas y zonas de cizalle que le afectan.

Se identificó una erosión en forma asimétrica en el fondo del cuenco. La presencia de cizallas puede contribuir en tal desarrollo y potencialmente iniciar efectos no-pronosticados y, por consiguiente, requiere de acciones pro-activas.

11.4 Zona derrumbada en el estribo derecho

Con respecto a las obras subterráneas, Pöyry considera que la gran zona o volumen de roca que causa mayor preocupación actualmente, es la de la zona sur de las cavernas y aducciones que llegan a ésta; esta consiste en un volumen grande, de por lo menos 200.000 m³, de roca descomprimida, con vacíos, bloques sueltos e inestable, como un derrumbe in situ, que se localiza en la parte media e inferior de los pozos de conducción, codo inferior y túnel en presión inferior de las aducciones 5, 6, 7 y 8, (200.000 m³). Aún no es posible acceder a esta zona, pues las galerías de construcción de las cavernas y otras cercanas (galería D sur), además de la caverna de Almenara sur, están derrumbadas, y se debe avanzar con marcos de acero sistemáticos, cada 0,5 m entre sí, y parrillas de pernos sub horizontales en la clave, del tipo auto-perforantes y auto-inyectables hacia delante del frente, además de malla, pernos y shotcrete complementarios. Adicionalmente, en esta zona se ha definido ya un aglutinamiento y consolidación del macizo rocoso, y en los primeros pozos de inyección se han producido admisiones por simple vaciado de gravedad de mortero de cemento y escasa inyección a presión, de hasta 5,0 m³/m lineal perforado, lo que significa una admisión inauditamente alta, nunca vista antes por Pöyry. Para la estabilidad a largo plazo es importante establecer definir una metodología y sistema de aglutinamiento/consolidación claro y bien diseñado, que permita primero limitar la zona descomprimida, y luego proceder a su aglutinamiento/consolidación. Cabe señalar que este volumen se conecta con el embudo inicial del deslizamiento Romerito, donde aún falta exploración adicional para definir la continuación de este volumen de roca descomprimida hasta la superficie. Adicionalmente, se den definir un procedimiento de control de calidad (procedimiento y ejecución, secuencia, criterios de parada y de confirmación de abandono de pozo de inyección, etc.) que permita garantizar que la “reconstrucción” del macizo rocoso es exitosa y cumple con los requisitos y supuestos en los cálculos estructurales de las conducciones y que no se producirán descompresiones adicionales. Los conceptos de “reconstrucción” hasta ahora presentados a Pöyry son suficientemente conservadores y del

tipo “design as you go”, lo que a juicio de nuestros expertos parecen adecuados para garantizar la integridad estructural y de consolidación de este macizo rocoso en el largo plazo. Adicionalmente, se debe considerar un adecuado monitoreo y mantención en el tiempo.

11.5 Tsunami causado por deslizamientos en el embalse

La estabilidad de las laderas en superficie en la cercanía de la presa constituye un posible riesgo para las obras del proyecto y para las personas y equipos que se encuentren en este sector.

Después de la contingencia se inició un programa de monitoreo, con instrumentación casi a tiempo real en las laderas cerca del sitio de la presa, y por satélites (InSAR) y reconocimiento de campo a lo largo del embalse. No se han registrados mayores movimientos en la actualidad. Algunos movimientos de moderado volumen ocurrieron principalmente debido al efecto de saturación y desestabilización generada por las precipitaciones pluviales caídas en esta zona.

Las consecuencias de la contingencia afectan el potencial de la gestión de riesgos potencialmente asociados con deslizamientos en el reservorio. Por esta razón, Pöyry, de forma independiente, analizó y evaluó eventuales deslizamientos en la zona cercana a la presa que pudieran generar una ola de impacto que represente un riesgo para el proyecto. Además, se identificaron evidencias geológicas de repetidos taponamientos en el valle del Cauca que exigen una gestión de riesgo. Ambos riesgos requieren estudios y precauciones adicionales. En particular se debe desarrollar un plan de emergencia en caso de que ocurre un evento de magnitud extrema probable y se debe vincular su ejecución con el nivel del embalse.

11.6 Conclusiones de los hallazgos más críticos

Los hallazgos más críticos, según lo resumido en las secciones anteriores, pueden resultar, directamente o indirectamente, en la rotura de la presa, con las respectivas consecuencias catastróficas. **La mitigación más eficaz para mitigar este riesgo catastrófico consiste en acelerar, en lo posible, la puesta en marcha de las ocho unidades de generación. Adicionalmente, Pöyry recomienda proceder con los estudios para una descarga de medio fondo. En este sentido, la gestión eficaz por parte de EPM, de los contratos correspondientes, constituye un prerrequisito para evitar una inoportuna prolongación de la situación de contingencia.**

Por otro lado, cabe resaltar, que sería contraproducente contratar, para la finalización de las obras civiles, hidromecánicas y electromecánicas que son necesarias para la puesta en marcha de todas las unidades de generación, empresas que no son bien familiarizadas con la situación actual del proyecto. Según la experiencia de Pöyry, nuevas empresas necesitarían varios meses para comprender y verificar todo los retos y desafíos del proyecto, y al final pueden pedir una compensación encima de las expectativas de EPM o inclusive declinar su participación.

12 RECOMENDACIONES PARA MITIGAR LOS RIESGOS IDENTIFICADOS

En la fecha de presentación de este informe, EPM junto con sus asesores ha terminado varias investigaciones y consecuentes diseños de rehabilitación del proyecto, no obstante que algunos de ellos se encuentran todavía en pleno desarrollo de solución final, incluyendo su respectiva ingeniería de detalle, o bien en plena construcción, pero aún no terminada. Muchas de tales soluciones ya han sido construidas, o bien se están implementando como parte de las obras de rehabilitación dentro del proyecto modificado por la contingencia.

No obstante, otras soluciones van a necesitar más tiempo para estudios, investigaciones geotécnicas complementarias y posiblemente para tramitación de permisos ambientales con las autoridades, además de su respectiva construcción. Por lo tanto, Pöyry plantea las siguientes recomendaciones, además de definir las limitaciones y restricciones en el proceso de la puesta en marcha y operación del proyecto final, hasta que se puedan cumplir las condiciones que a continuación se indican.

En resumen, para reducir los niveles de riesgos existentes, y para permitir una puesta en operación segura del proyecto, las siguientes acciones deben ser tomadas, compiladas en orden de su urgencia y/o prioridad

12.1 Medidas de mitigación de riesgos a corto plazo (<1 año, hasta fines de 2022)

- Se debe **actualizar el estudio de rompimiento de presa** con base en los resultados del estudio PFMA extendiendo el área de investigación hacia aguas abajo de Nechí hacia el área de no afectación según criterios USBR. Según la simulación por Integral en el 2007, basada en una topografía satelital (ASTER), se demuestra inundaciones entre 5 y 15 metros hasta la zona de confluencia con el río Magdalena, lo cual debe ser verificado en base de una topografía con mayor resolución (LIDAR o similar).
- Debido a la gran cantidad de centros poblados potencialmente afectados (ver Figura 10-2) y la magnitud del riesgo relacionado, no se debe esperar la finalización de la actualización del estudio de rompimiento de la presa e inundaciones, sino proceder sin retrasos con la **inclusión provisional de centros poblados ubicados en la Llanura del Caribe al sur de la confluencia con el río Magdalena en el plan de acción de emergencia** (EAP, por sus siglas en inglés). Además, el mismo plan se debe revisar regularmente durante la rehabilitación/finalización del proyecto considerando las adecuaciones según el avance real en el proyecto. Una vez disponible los resultados de la actualización del estudio de rompimiento de la presa se ratificaría los límites del alcance del EAP, según criterios del USBR.
- Junto con la actualización del EAP se debe **verificar y actualizar el sistema de alerta temprana (SAT)**.
- Será importante **proceder con el cierre definitivo de los túneles de desvío y de la Galería Auxiliar de Desviación (GAD)**, reduciendo el riesgo de destaponamientos y por lo tanto, inundaciones aguas debajo de la presa.

- Debe ser **prioritario las obras que permiten la puesta en marcha de las unidades 1 y 2**, incluyendo la rehabilitación de las conducciones verticales con la instalación del blindaje de protección.
- **Verificación y actualización de los alcances del sistema de monitoreo y vigilancia (CMT)** incluyendo el sistema de alerta de crecidas en tiempo real, en base de datos meteorológicos disponibles. Para una reacción inmediata en casos de emergencia será necesario ampliar el sistema existente de monitoreo de estaciones fluviométricas con un sistema de pronóstico de caudales y establecer un Plan de Emergencia detallado para posibles eventos catastróficos, que engloba la operación completa del proyecto, que considera la ejecución de simulacros.
- **Verificación y actualización de las reglas de operación**, debidamente considerando la información del sistema de monitoreo y el sistema de predicción de caudales entrando al embalse.
- Mientras que las obras del proyecto siguen en ejecución se debe **limitar el nivel máximo del embalse a máx. 408 msnm**. En caso de crecidas es recomendable anticipar la ola de crecida y reducir el nivel del embalse en la medida posible para poder amortiguar la crecida.
- Adecuación de sistema de monitoreo de filtraciones de la presa para que pueda retener sedimentos (detección de erosión interna) de acuerdo a los comentarios emitidos por Pöyry en las primeras visitas.
- Los riesgos identificados y evaluados inicialmente, para la situación Ex-Ante, fueron inicialmente subestimados en sus interacciones potenciales (ocurrencia concatenada) y las consecuencias derivadas de tal hecho. El Plan de Emergencia desplegado debido a las contingencias de abril y mayo de 2018, mostró ser seguro y eficaz, dentro de los límites de su aplicación. En general, el actual enfoque metodológico para la identificación, manejo, control comunicación y gestión del riesgo en la zona de afectación potencial, es adecuado para informar, educar y proteger la integridad de la población potencialmente afectada por los escenarios propuestos. Sin embargo, **se recomienda urgentemente extender el plan de emergencia también hacia la boca del río Magdalena** (premisa considerada razonable hasta la disponibilidad de la actualización del estudio de rotura de la presa e inundaciones respectivas) y aguas arriba para cubrir riesgos relacionados con la generación de olas por deslizamientos al embalse.

12.2 Medidas de mitigación de riesgos a mediano plazo (<4 años, hasta fines de 2025)

- Debe ser **prioritario las obras que permiten la puesta en marcha de las unidades 3 a 8**, incluyendo la rehabilitación de las conducciones verticales con la instalación del blindaje de protección.
- Los **deslizamientos Romerito y Túneles de Desvío en la margen derecha deben ser rehabilitados y fortificados con el mayor grado de seguridad**. Por su cercanía a las obras del proyecto es indispensable eliminar todo el material suelto y reforzar

los taludes evitando otros colapsos en el futuro. Extender sistema de soporte del deslizamiento Romerito hacia el talud de los portales de desviaciones.

- Actualización del estudio de amenaza sísmica y luego la **actualización del análisis dinámico de la presa** de acuerdo con las recomendaciones de Pöyry.
- Recuperación, respectivamente **rehabilitación completa de la margen derecha culminando** los trabajos de inyecciones de aglutinamiento y consolidación después del desconfinamiento y/ colapso del macizo rocoso circundante de las obras subterráneas.
- **Desarrollar el proyecto de la descarga adicional** con su tramitación de la licencia ambiental. Mayor detalle sobre esta recomendación de Pöyry está presentado en el capítulo 9 (“Capacidad de Descarga”).
- Se debe llevar a cabo un **levantamiento geológico-geotécnico exhaustivo** de los sitios inestables a lo largo del embalse Ituango, con enfoque particular al riesgo de taponamientos. En base de los resultados de estas investigaciones complementarias de terreno se podrá evaluar con mayor detalle los sitios ya identificados, para definir medidas de monitoreo y de estabilización (drenajes, medidas de soporte, excavaciones etc.).
- Mientras que las obras del proyecto siguen en ejecución **se debe mantener la limitación del nivel máximo del embalse a máx. 408 msnm**. En caso de crecidas es recomendable anticipar la ola de crecida y reducir el nivel del embalse en la medida posible para poder amortiguar la crecida.
- Implementación de los procedimientos según los manuales de operación y mantenimiento definidos.

12.3 Medidas de mitigación de riesgos a largo plazo (<8 años, hasta fines de 2029)

- **Construcción de la descarga intermedia adicional** e independiente para poder controlar el nivel del embalse sin depender de las unidades de generación, como presentado en más detalles en el capítulo 9 (“Capacidad de Descarga”).
- Eliminar limitación del nivel máximo del embalse, condicionado a la evaluación y ratificación de que el nivel de riesgo del proyecto, que fue sustancialmente elevado por las consecuencias de la emergencia de abril 2018, ha sido exitosamente mitigado que fue reducido a niveles comparables con lo contemplado previa a la emergencia de abril 2018.

12.4 Medidas de mitigación de riesgos permanente

- Mantener un detallado y estricto plan de seguimiento, monitoreo y reporte, tal como el que realiza actualmente el Centro de Monitoreo Técnico (CMT); cuyos protocolos deben ser revisados y actualizados según corresponda; igualmente como la instrumentación de las diferentes obras.

- Actualización recurrente del plan de acción de emergencias, debidamente considerando la situación al momento de la actualización (estado de las obras civiles, hidromecánicas y electromecánicas del proyecto, demás condiciones técnicas, población, situación social etc.).
- Se recomienda mantener las capacitaciones, la difusión, la asistencia con equipamiento y mantención del Sistema de Alarma Temprana (SAT) en la zona de aguas abajo del proyecto. Según la información proporcionada el alcance de este sistema hoy día se extiende entre el sitio de la presa y Nechí. Sin embargo y según el estudio hidráulico para la delimitación de zonas inundables hacia aguas abajo del sitio de la presa (I-0010085-OT-EGRN-006-007-B-A6) y el estudio de rompimiento de presa (Agosto 2007) se observó también una afectación aguas abajo de Nechí. Por lo tanto, es necesario verificar si el área cubierta por el SAT es suficiente de acuerdo con el estudio de rompimiento de presa actualizado basándose en el estudio PFMA del año 2021 (H360275-00000-200-230-0007SP_PFMA).
- Actualización recurrente de este estudio de riesgos y recomendaciones correspondientes, debidamente considerando la situación al momento de la actualización. Cabe recalcar que Pöyry solamente puede evaluar la situación actual del proyecto. Cualquier modificación o proceso alterando las condiciones del proyecto (como sedimentaciones, filtraciones, erosiones, socavaciones, etc.) invalidará nuestra evaluación y deberá ser evaluado posterior a su implementación en sus implicaciones correspondientes.

13 COMENTARIO FINAL

La contingencia que sufrió el complejo hidroeléctrico Ituango a finales de abril de 2018 y en mayo 2018 constituye una situación extrema, la cual podría haber resultado en una catástrofe nacional. Afortunadamente, y debido a la rápida respuesta de los profesionales a cargo, se logró evitar la rotura de la presa, resultando en la pérdida total del proyecto, acompañado con inundaciones desastrosas en el valle del río Cauca y en la Llanura del Caribe.

Sin embargo, a pesar de mejoramientos en diversos aspectos, persisten riesgos importantes que se debe tener presente y tomar en debida consideración. Al otro lado, no es necesario, ni considerado recomendable el abandono del proyecto, lo cual sería sumamente complicado y podría resultar en situaciones no controlables, y así todavía aumentar el nivel de riesgo.

Con los daños sufridos, la exposición del proyecto a riesgos catastróficos ha aumentado en varios aspectos importantes, en comparación con su diseño original: por ejemplo, en el caso de un gran deslizamiento en el valle del río Cauca aguas arriba del sitio del proyecto, con subsecuente taponamiento del valle. Mientras el proyecto original contaba, con vertedero y conductos para aguas turbinados en combinación, con una importante capacidad de descarga y posibilidad de bajar el nivel del embalse, esto ya no es el caso, por lo menos no hasta la puesta en marcha de las ocho unidades de generación. Un todavía peor escenario constituye un daño progresivo del vertedero mismo (similar o peor como ocurrió en febrero de 2017 con el vertedero de la presa Oroville en California, EE. UU.), lo cual podría resultar en una pérdida total de la presa Ituango, con consecuencias catastróficas. Este riesgo existe y es elevado, debido a la operación continua y dificultad de ejecutar reparaciones mayores, sin contar con otro elemento de evacuar avenidas. Este riesgo se reducirá progresivamente con cada nueva unidad de generación puesta en operación, lo cual permitirá bajar el nivel del embalse, sin solamente depender del vertedero.

La mitigación de este riesgo requiere, sobre todo, las siguientes medidas:

- Mantener el nivel del embalse en una cota máxima de 408 msnm, con la finalidad de:
 - (i) Permitir tiempo para inspeccionar, con suficiente frecuencia, el vertedero a su largo y, ejecutar los trabajos de mantenimiento y reparaciones necesarios; durante la inspección y ejecución de los trabajos de mantenimiento y reparación las compuertas del vertedero quedarán cerradas, y un aumento temporal del nivel del embalse sería admisible.
 - (ii) Mejorar la estabilidad de la presa, debidamente considerando que a la fecha queda a aclarar un efecto hidráulico que indica la posible existencia de un camino de percolación no captado por la exploración geofísica.
 - (iii) Mantener amplio borde libre en caso de tsunamis causados por derrumbes de las laderas a lo largo del embalse o del estribo derecho de la presa.
 - (iv) Aumentar el volumen de retención durante picos de avenidas, por lo menos hasta que una suficiente cantidad de unidades de generación están disponibles para aportar a la evacuación de avenidas.

- (v) Implementar una descarga intermedia independiente de las captaciones principales en la margen derecha con una capacidad suficiente para bajar el nivel del embalse por debajo de la cota 380 msnm.
- Implementación prioritaria de un plan de acción de emergencias, en base de los resultados de los estudios actualizados que engloba la operación temporal, mientras la capacidad de evacuación de avenidas disponible por las unidades de generación queda insuficiente, y consecuentemente el riesgo, a lo cual están expuestos, tanto el proyecto, como las poblaciones a lo largo del valle del río Cauca aguas abajo del sitio del proyecto y en la Llanura del Caribe (en la zona de influencia debidamente extendida hasta donde las poblaciones salen como afectados de acuerdo con los resultados del estudio de rompimiento de presa actualizado), quedará elevado. Este plan de acción de emergencias debe incluir las definiciones necesarias para un sistema eficaz de alerta temprana y debe considerar la ejecución de simulacros con suficiente frecuencia. El plan será actualizado y adaptado a la situación definitiva del proyecto, luego de la puesta en marcha de la última unidad de generación y la implementación de las descargas de medio fondo.
 - Actualización de los manuales de operación y mantenimiento, debidamente considerando las implicancias causadas por la contingencia y los daños ocurridos (como, por ejemplo, indicado en el ítem (i) arriba).

En función del análisis realizado por Pöyry, el presente informe concluye que la única forma factible y confiable de asegurar la seguridad total de las obras del proyecto, evitando así mayores desastres ambientales y sociales, a corto, mediano y largo plazo es finalizar y operar el proyecto en forma segura, en cuanto antes, y implementar descargas de medio fondo, como elemento de descarga adicional.

En intervalos recurrentes (por ejemplo anualmente o bianualmente), será necesario actualizar la evaluación del riesgo remanente del proyecto, incorporando y asesorando las medidas de mitigación ejecutadas desde cada versión anterior del informe (escenario Ex-Post3, Ex-Post 4, etc.).

APÉNDICE AL CUERPO DEL INFORME

A-0 INTRODUCCION

A-0.1 Descripción del proyecto

Incluido en 1.1.

A-0.2 Resumen de la contingencia

El Proyecto estaba en construcción desde el año 2009, y a finales de abril de 2018 presentaba un avance físico en su componente de obras civiles del 92,77%. La entrada en operación comercial de la primera unidad de generación estaba programada para finales del año 2018. Con el propósito de lograr este objetivo, el inicio del llenado del embalse estaba programado para comienzos de julio de 2018, de forma tal que se pudieran iniciar las pruebas de las unidades de generación y sus equipos asociados.

En la configuración del proyecto se incluye un sistema de desviación del río Cauca, conformado por dos túneles principales con una sección en herradura de 14 m de ancho por 14 m de altura cada uno, más una galería auxiliar de desviación (GAD) de las mismas dimensiones, la cual hace parte del sistema auxiliar de desviación (SAD). De acuerdo con el cronograma definido para el inicio del llenado del embalse, el túnel de desviación izquierdo ya había sido cerrado con pre-taponos y taponos definitivos de concreto desde finales de diciembre de 2017, adicionalmente, y el túnel derecho también había sido cerrado con pre-taponos en concreto a finales de marzo de 2018, razón por la cual el río permanecía desviado únicamente a través del túnel GAD (esto es, un caudal promedio de 1.010 m³/s, y con una crecida esperada en 50 años de 4.700 m³/s), túnel que estaba programado para cerrarse el 1 de julio de 2018, con el propósito de dar inicio al llenado controlado del embalse.

Durante la noche del sábado 28 de abril, aproximadamente a las 21:00 hrs, el flujo de agua a través de la GAD se detuvo de manera súbita, sin ninguna evidencia de falla o colapso a lo largo del túnel. Esta obstrucción del túnel GAD produjo un aumento de 1,6 m en el nivel de aguas del embalse. Al siguiente día (19:00 hrs) se destaponó dicho túnel, para volver a taponarse definitivamente el 30 de abril, a las 12:30 hrs.

A-0.3 Objetivo del estudio

Incluido en 1.3

A-0.4 Alcance y tareas del estudio

Para el desarrollo de este informe Pöyry realizó una serie de tareas que le han permitido conocer los antecedentes del proyecto, los actores involucrados, las situaciones ocurridas durante la construcción y los supuestos para la rehabilitación y recuperación del proyecto, visitar el terreno y observar las condiciones existentes posteriores a la contingencia. Además, Pöyry ha analizado la información entregada por EPM, ejecutando análisis independientes de la estabilidad de las obras con el objetivo de comprobar la idoneidad de

parámetros de entrada, metodologías de análisis y en algunos casos también resultados propios.

El alcance de este informe comprende el análisis del impacto socio ambiental de la contingencia, incluyendo los siguientes aspectos claves que se resumen en la Tabla 13-1:

Tabla 13-1: Resumen del alcance y las tareas del estudio

| Actividad | Tarea | Subtareas |
|--|---|--|
| Dictamen sobre condiciones de estabilidad del Proyecto Hidroeléctrico Ituango | | |
| #1 | Revisión de Antecedentes | Esta tarea ha sido desarrollada por Pöyry en sus oficinas distribuido en el mundo, en especial las de Chile y Lima y en Zúrich, además en Medellín en las visitas a las oficinas de EPM y en la zona de proyecto. |
| #2 | Visitas a Terreno (presencial y virtual) | Un equipo especializado de Pöyry ha visitado el proyecto en varias ocasiones para levantar información según la necesidad. Este equipo ha variado de acuerdo con las especialidades requeridas para analizar en terreno la situación. En 2020 las visitas por consecuencia de la pandemia global se han celebrado de forma virtual. |
| #3 | Estudio de seguridad y del riesgo sísmico de la presa | Estudio en base a Criterios de Diseño Sísmico de acuerdo con el Boletín 148 (2016) de ICOLD, con análisis de historia de tiempo. El objetivo fue identificar la posible existencia de masas rocosas inestables, que al caer pudieran dañar la presa y el aliviadero superficial, o bloquear las estructuras de entrada o de salida, además de ejercer solicitudes que pudiesen afectar la estabilidad de la presa. |
| #4 | Estudio hidráulico | Este estudio permitió la verificación de las capacidades del vertedero de crecientes, del túnel de descarga intermedia y del concepto de seguridad referente evacuación de avenidas. Además de un análisis de la capacidad que debería tener la eventual descarga intermedia. |
| #5 | Evaluación de taludes con datos de drones | Este estudio analiza y evalúa los taludes del embalse en base de levantamientos fotogramétricos con drones. |

| Actividad | Tarea | Subtareas |
|-----------|--|--|
| #6 | Modelamiento de Ola de Embalse | Este estudio fue realizado para clarificar dudas pendientes con respecto a la metodología utilizada en el estudio disponible para estos cálculos. |
| #7 | Análisis de estabilidad de presa según Newmark | Este estudio consta de un modelamiento geotécnico de la presa con una evaluación de estabilidad según la metodología de Newmark. |
| #11 | Redacción del Dictamen para la ANLA | Este informe recopila toda la información previamente analizada, cubriendo los siguientes tópicos adicionales: <ul style="list-style-type: none"> • Estudio hidrogeológico del sitio de la presa y zona vecina • Revisión del concepto de las obras de desviación • Estudio del riesgo de derrumbes en las laderas del reservorio, en especial a corta distancia de la presa (3-4 km) • Revisión de la red de instrumentación e incremento de esta debido a la contingencia • Estudio de integridad de Obras Subterráneas • Estudio de integridad de los equipos hidro- y electromecánicos |
| #12 | Diagnóstico y evaluación ambiental | Esta tarea busca identificar y evaluar la situación actual y futura de la presa mediante una revisión del estudio de impacto ambiental original. |

Hasta la fecha se han realizado 7 visitas presenciales al sitio del proyecto, a las que se suman 5 visitas virtuales. En estas visitas, realizadas por equipos especialistas, se han desarrollado actividades y entrevistas involucrando a todos los actores claves del proyecto que pudieran dar información relevante para el diagnóstico.

A-0.5 Documentos base de estudio

EPM ha proporcionado a Pöyry una enorme cantidad de documentos (>40.000 archivos) a través de su sharepoint. Los principales documentos han sido elaborados por Integral, la Junta de Expertos, y otros.

- Informes de evaluación de contingencia, con estudios varios sobre evaluaciones de estabilidad y modelaciones estructurales de:
 - Estabilidad presa, trabajos de inyecciones en galerías de drenajes, etc.
 - Estabilidad y monitoreo de laderas en el embalse
 - Estabilidad y diseño geotécnico del deslizamiento Romerito
 - Diseño geotécnico de reparación de oquedades en las conducciones
 - Diseño hidráulico del vertedero y la descarga intermedia, incluyendo reglas de operación de compuertas
 - Informes sobre ensayos hidráulicos en laboratorios para el vertedero, descarga intermedia y taponamiento del túnel de desvío derecho
- Informes de estudios básicos como amenaza sísmica, hidrología y climatología, topo-batimetría, etc.
- Informes semanales de avance en contingencia, con información sobre el avance de los trabajos de recuperación;
- Informes de la Junta de Expertos
- Informes y datos del centro de monitoreo
- Informes del Estudio del Impacto Ambiental con sus anexos
- Planos del diseño actual y sus modificaciones para el diseño modificado

El detalle de los documentos revisados y citados en este documento se encuentra disponible en el anexo A.

A-0.6 Equipo de proyecto

El análisis y diagnóstico según el alcance ya presentado es realizado por la compañía Pöyry (Chile) Ltda. Pöyry es una empresa de consultoría e ingeniería multinacional con origen finlandés, especializada en proyectos de energía, industria e infraestructura, con presencia en más de 45 países alrededor del mundo, y una larga trayectoria regional de más de 50 años en proyectos de energía. Cuenta con una vasta experiencia en diferentes industrias en donde el desarrollo de Obras Subterráneas es un eje fundamental; tales como minería, energía y transporte.

Durante el desarrollo de este estudio el grupo Pöyry fue adquirido por el grupo ÅF en Suecia y se ha terminado la integración completa de la empresa. Con esta integración se ha creado una nueva marca bajo el nombre de AFRY que une las dos empresas anteriores. El

grupo AFRY tiene una larga historia en el sector energético sobre todo en energía hidroeléctrica iniciando sus actividades en 1895.

Pöyry ha desarrollado proyectos en las etapas de diseño, planificación, administración y supervisión de obras subterráneas, siendo reconocido como motor de cambio tecnológico, ofreciendo servicios de última tecnología a través de personal altamente calificado.

El equipo de profesionales de Pöyry se compone de profesionales de diferentes nacionalidades con experiencia transversal en proyectos hidroeléctricos internacionales.

El equipo de proyecto de Pöyry para la elaboración del dictamen según la Resolución 820 del proyecto Ituango se presenta en la Tabla 13-2.

Tabla 13-2: Equipo de proyecto

| Nombre | Especialidad y cargo |
|---------------------|---|
| Dr. Roland Schmidt | Director de Proyecto y experto en Proyectos Hidroeléctricos |
| Patrick Furrer | Gerente de Proyecto y especialista en Obras Subterráneas, Gerente General de Pöyry (Chile) Ltda. |
| Dr. Martin Wieland | Experto Sísmico para presas, Presidente de la Comisión de Aspectos Sísmicos del Diseño de Presas de ICOLD |
| Dr. Wynfrith Riemer | Experto en Geología y Geotecnia y Obras Subterráneas |
| Stephan Ehlers | Especialista en Presas de Tierra |
| Santiago Castro | Especialista en Geología y Geotecnia y Obras Subterráneas |
| Matias Egaña | Especialista en Túneles y Obras Subterráneas |
| Géraud Soubrier | Experto Hidráulico |
| Dr. Alexander Arch | Especialista en Obras Hidráulicas |
| Dr. Philippe Nater | Especialista en Mecánica de Rocas |
| Dr. Alex Schwarz | Experto en Ingeniería Ambiental |
| Diego Martinez | Especialista en Ingeniería Ambiental |

A-1 GEOLOGIA

A-1.1 Antecedentes

El conocimiento geológico del proyecto Ituango ha sido adquirido a través de un proceso que se remonta a los trabajos de factibilidad (1978 a 1982), los cuales incluyeron una extensa campaña de exploración. El marco geológico regional ha sido establecido por los trabajos de Álvarez *et al* (1970), Hall *et al* (1972), Restrepo y Toussaint (1982; 1989) y (González, 2001), entre otros. Por su parte, los estudios geomorfológicos básicos y más antiguos han sido en su mayoría aportados por los trabajos de Woodward Clyde Consultants (1981), aunque existen otros más recientes llevados a cabo por Integral (2007 hasta 2020).

Entre los años 2006 y 2007 se hizo una actualización de los estudios de factibilidad, que contempló el uso de la información disponible a esa fecha, además de un nuevo programa de exploración (calicatas y pozos superficiales), sondajes geotécnicos y perfiles geofísicos adicionales, ensayos in situ y de laboratorio, así como también levantamientos de campo. Así mismo, se hizo una cartografía geomorfológica de toda el área del embalse, y se determinaron bajo la óptica de la nomenclatura actual, las nuevas unidades de la zona del embalse.

Por último, en la etapa de diseño (2008 y 2009), se desarrolló un amplio programa de exploración adicional para apoyo de la Ingeniería de Detalles, que incluyó sondajes geotécnicos, galerías, pozos o pilas (calicatas), perfiles de refracción sísmica y ensayos de campo y de laboratorio, además del mapeo de la geología de detalle superficial.

Los estudios geológicos son el apoyo fundamental de los trabajos de diseño de taludes, fundaciones de obras de superficie y excavaciones subterráneas.

A-1.2 Marco geomorfológico regional

En las regiones de relieve montañoso la geomorfología permite delimitar zonas con características paisajísticas homogéneas que probablemente son el resultado de la interacción de un conjunto de variables geológicas, tectónicas y climáticas; si se identifican correctamente es posible suponer que cada una de ellas, en la medida en que son el resultado de una evolución común, (morfogénesis), tendrán un comportamiento similar en el futuro (morfodinámica).

El proyecto de Ituango se ubica en el contacto entre las Cordilleras Occidental y Central de la región de Antioquía, específicamente a lo largo del Cañón del río Cauca.

Para la cartografía de esta zona localizada en el gran cañón del Cauca se adoptó, como criterio de trabajo, que la geomorfología reflejase también el proceso de levantamiento de las cordilleras colombianas antes mencionadas, asumiendo que el desarrollo del cañón fue simultáneo con el levantamiento que puede verse bien reflejado en el sistema de altiplanos de la zona central de Antioquía (Consortio de Generación Ituango, 2010).

De otro lado, la complejidad del sistema tectónico del valle del río Cauca (sistemas de fallas de Cauca - Romeral) tienen un fuerte control e influencia en la morfogénesis de esta región, ya que controlan el alineamiento de este cañón, así como zonas de morfología típica de grandes deslizamientos, tal como el caso del mega-deslizamiento del Guásimo, los que

comúnmente han sido controlados/originados por las abundantes fallas regionales de esta zona; así también, se analizó la influencia particular que han tenido las variaciones climáticas ocurridas durante el Cuaternario, siempre una tarea difícil.

Para la realización del estudio geomorfológico regional, se utilizó la metodología propuesta por CORANTIOQUIA (2004).

Desde un punto de vista taxonómico se seleccionaron tres grupos de unidades geomorfológicas, basadas en criterios genéticos; la jerarquización se presenta a continuación.

A-1.2.1 Unidades de Relieve

Aquellas que puede sufrir modificaciones morfológicas secundarias leves, moderadas o intensas sin perder su identidad estructural y que en conjunto definen la estructura morfológica básica de las cadenas montañosas y generalmente son cartografiadas a escalas comprendidas entre 1:100.000 y 1:500.000.

A-1.2.2 Macro Unidad

Se definen como áreas que además de cumplir con las condiciones anteriormente mencionadas están dominadas por un conjunto de procesos morfogenéticos relacionados a un mismo ambiente y que interactúan entre sí; en general las macro unidades geomorfológicas son cartografiadas en escalas comprendidas entre 1:25.000 y 1:100.000.

A-1.2.3 Unidades Geomorfológicas

Son aquellas partes de las macro unidades que fueron formadas por un proceso morfogenético particular, el cual les imprime una característica morfológica especial; normalmente son cartografiadas en escalas más detalladas, comprendidas entre 1:25.000 y 1:10.000

Las unidades de relieve y macro unidades de la región del proyecto fueron amarradas a las definidas por CORANTIOQUIA para el área de estudio y que corresponden a las memorias geológicas de las planchas 104 (Ituango), 115 (Toledo) y 130 (Santa Fé de Antioquia), del Servicio Geológico de Colombia; mientras las unidades geomorfológicas fueron definidas a partir de la interpretación de fotografías aéreas.

Se identificaron las zonas con procesos erosivos correspondientes a cada unidad geomorfológica a fin de tener una asociación que permita tener un acercamiento a la morfodinámica de la zona. Se identificaron entonces rasgos como cicatrices de deslizamientos antiguos y recientes, erosión superficial, erosión concentrada, escarpes erosivos, grado de incisión, cárcavas y surcos.

En la región del proyecto distinguieron las siguientes macro unidades principales (Consortio de Generación Ituango, 2010):

- Macro-Unidad Alta Incisión (Ai).
- Macro-Unidad Vertientes Bajas Margen Oeste (Vbo).
- Macro-Unidad Vertientes Bajas Margen Este (Vbe).
- Macro-Unidad Vertiente Media Margen Este (Vme).
- Macro-Unidad Fondo (F).
- Grandes Movimientos En Masa.

Dada su importancia, se menciona lo esencial de los movimientos de remoción en masa.

Estos consisten en el desplazamiento en masa de rocas y material meteorizado por una superficie pendiente abajo por diferentes mecanismos como la gravedad, el aire o el agua. Estos movimientos son comunes en áreas de topografía escarpada, como es el caso del cañón del río Cauca entre las Cordilleras Central y Occidental, donde depósitos de movimientos en masa cubren entre el 30 y 50% de la superficie a lo largo del río Cauca (Woodward-Clyde Consultants, 1981).

La identificación de grandes movimientos en masa (volúmenes entre 108 m³ y 1 km³), en del área del proyecto, fueron objetivo relevante de los estudios para la ingeniería de detalle, y fueron rastreados a partir de la fotointerpretación y confrontados con los reportados por Woodward-Clyde Consultants (1981).

Se mencionan aquellos del vaso del Embalse Ituango, que son:

- Deslizamiento del Guásimo.
- Deslizamiento El Llano.
- Deslizamiento de Playa Negra.
- Deslizamientos del río San Andrés parte baja.

Además de aquellos cercanos al muro de presa de Ituango:

- Deslizamiento Vámonos.
- Deslizamiento Capitán.
- Sistema de deslizamientos El Palmar.
- Sistema de deslizamientos Tenche.
- Deslizamientos en la quebrada Sardinas.

Al igual que antes, su detalle se encuentra en el informe Estudio de Amenaza Sísmica (Consortio de Generación Ituango, 2010).

A-1.3 Geología regional del proyecto

A primera vista las condiciones geológicas en el sitio de la presa ofrecen una imagen simple y favorable: roca de fondo de gneiss, homogéneo, resistente con solamente dos fallas de carácter local, esto es, las fallas Mellizos y Tocayo. No obstante, considerando la geología regional la situación cambia significativamente.

El proyecto se ubica en el contacto entre las Cordilleras Occidental y Central. Un sistema de importantes fallas, dirigidas norte-sur, conforma esbeltas tajadas que se componen de rocas metamórficas de edad Neo-Proterozoico a Cámbrico, rocas volcánicas del Mesozoico e intrusivos granodioríticos, supuestamente del Cretácico Inferior. Se supone que una de las fallas corresponde a una Zona de Benioff abandonada.

Este conjunto de rocas sufrió repetidas deformaciones tectónicas y algunas de las fallas regionales siguen activas. Ver Figura 13-1 de la Falla Sabanalarga.



Figura 13-1: Expresión geomorfológica de la Falla Sabanalarga

A nivel regional, en la zona donde se embalsará el río Cauca, afloran rocas metamórficas de edad Paleozoica como gneises y esquistos, las cuales hacen parte del Complejo Polimetamórfico de la Cordillera Central (Toussaint & Restrepo, 1982) o más recientemente en boga la denominación de Complejo Cajamarca a toda dicha secuencia de rocas metamórficas. Se aprecian las unidades mayores que se definen a continuación.

A-1.4 Unidades de rocas a nivel regional

A-1.4.1 Gneises (Pzmf, Pznl), Esquistos (Pze) y Anfibolitas (Pza)

- Conjunto de gneises cuarzo-feldespáticos (Pzmf) y aluminicos (Pznl), con una estructura que varía entre esquistosa, gnéisica y migmatítica. **Las obras del proyecto están emplazadas en un gneis de esta unidad, que es un paragneis que deriva de rocas sedimentarias gruesas.**
- Esquistos (Pze). Se localizan intermitentemente a lo largo de la zona de influencia del embalse, y presentan intercalaciones de diferentes composiciones: cuarzo sericíticos, cloríticos, y grafitosos, en orden de decrecimiento en cuanto a sus propiedades geotécnicas.
- Anfibolitas (Pza). Estas rocas afloran en la cola del embalse, como unos cuerpos alargados y controlados por el tren estructural regional de dirección N-S, mencionado anteriormente (Anfibolita de Sucre), un cuerpo de textura gnéisica a localmente esquistosa. Rocas muy fracturadas.

Ver Figura 13-3 con el mapa geológico de la región del proyecto.

A-1.4.2 Rocas Ultra básicas del Cretácico

Serpentinatas de color negro grisáceo, gris oscuro a negro verdoso, en alto grado de fracturación, debido al efecto tectónico en la zona controlada por el tren regional de fallas de dirección N-S anteriormente indicado, que afloran unos 10 km aguas arriba del sitio de presa.

Son rocas ultra básicas metamorfoseadas, que se originaron a condiciones de relativa alta presión y temperatura.

A-1.4.3 Rocas Ígneas del Cretácico

- Intrusivos sin tectónicos, rocas ofiolíticas y diabasas de volcanismo marino:
- Gabros (Kig): rocas básicas que aparecen por diferenciación magmática y por segmentación de columnas ofiolíticas.
- Volcánico de Barroso (Ksvb): diabasas, basaltos, brechas volcánico-clásticas y paquetes de chert de amplia distribución en zona del vaso del embalse.
- Batolito de Sabanalarga (Ksts): grupo de intrusivos intermedios (granodioríticos, tonalíticos a dioríticos), que aflora en la parte central del vaso del embalse.

A-1.4.4 Rocas sedimentarias terrígenas del Terciario (Ts)

Rocas sedimentarias de la Formación Amagá (González, Geología del Cuadrángulo J8 Sonsón, 1976): conglomerados polimícticos, areniscas, lutitas y carbones, ubicados en la cola del embalse.

A-1.5 Unidades de Suelos a Nivel Regional

A-1.5.1 Depósitos no consolidados Cuaternarios

Una gran cantidad de depósitos no consolidados del Cuaternario se aprecian cubriendo parcialmente las rocas antes mencionadas; estos son principalmente:

- Depósitos coluviales de conos de talud y escombros de laderas;
- Depósitos aluviales y Terrazas aluviales, del cauce y de los costados del fondo de valles de ríos y esteros importantes;
- Depósitos de flujos de detritos y de barro;
- Depósitos aluvionales ubicados a la salida de ríos y esteros importantes hacia el valle del río Cauca (Conos de deyección y aluvionales); y,
- Depósitos de fenómenos de remoción en masa (mega deslizamientos antiguos y deslizamientos pequeños recientes).

Ver Figura 13-3 con el mapa geológico de la región del proyecto, que va junto con la Figura 13-4, de la Leyenda, además de la Figura 13-2, con un perfil geológico esquemático de la región.

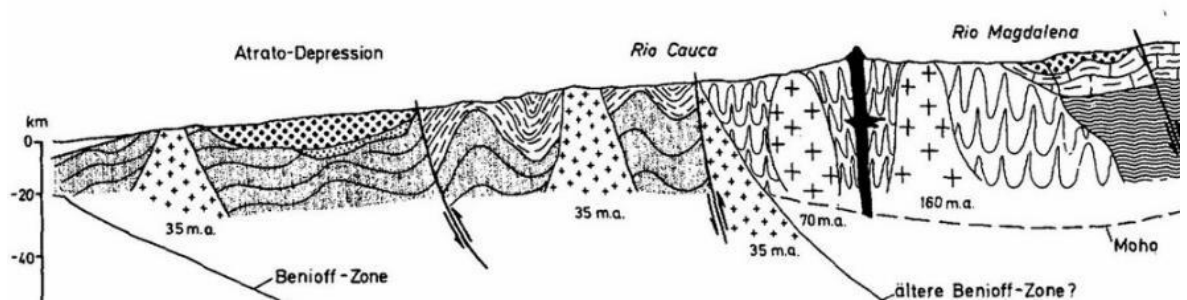


Figura 13-2: Corte geológico esquemático (Zeil, 1986)

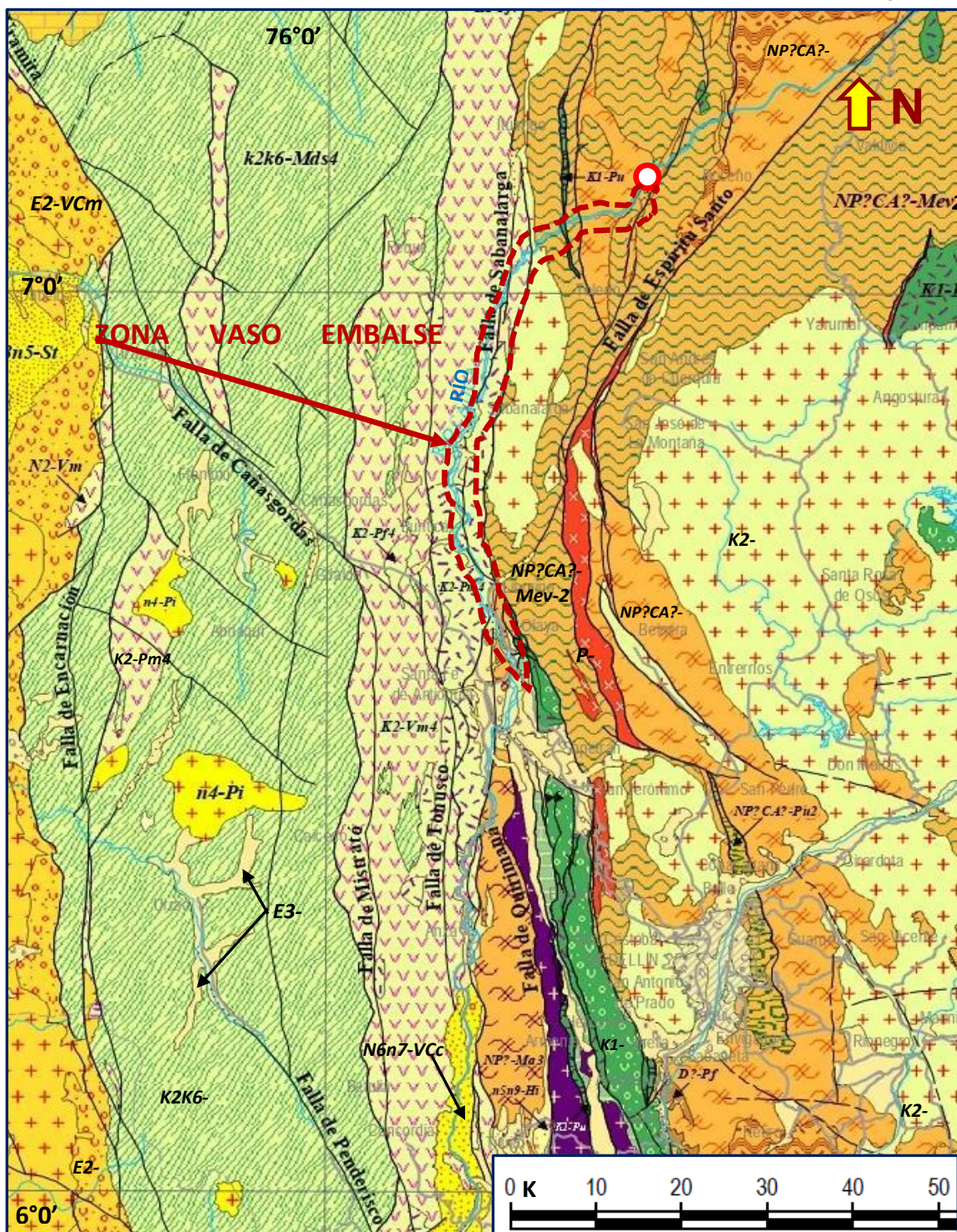


Figura 13-3: Mapa Geológico Regional de la Zona del Proyecto (INGEOMINAS, 2007). Las rocas de la zona de presa, corresponden a los Gneises Cuarzo-feldespáticos (Pznf) y aluminicos (Pznl), del Cámbrico

| LEYENDA PLANO GEOLÓGICO REGIONAL | | | |
|----------------------------------|----------------------|--|--------------------|
| | N6n7-VCc | Basaltos y andesitas basálticas porfíricas con fenocristales de granate, intercaladas con aglomerados y tobas. Predominio de epiclastos hacia el Este (Formación Combia) | Plioceno |
| | N2-Vm | Basaltos porfíricos. | Plioceno |
| | n5n9-Hi | Pórfidos andesíticos y dacíticos. | Plioceno |
| | n3n5-St | Lodolitas y margas calcáreas con algunos niveles de areniscas. | Mioceno |
| | n4-Pj | Monzonitas y tonalitas. | Mioceno |
| | E3-Sc | Areniscas conglomerádicas y conglomerados en la base y el techo de la secuencia. Además de areniscas, acillolitas y carbones en la parte media. | Oligoceno |
| | E2-VCm | Basaltos, brechas, aglomerados y tobas, intercaladas con cherts, margas calcáreas y calizas. | Eoceno |
| | k2k6-Mds4 | Lodolitas, areniscas lodosas y areniscas líticas, cherts, calizas, tobas y aglomerados, en su mayoría con metamorfismo dinámico, formando amplias zonas de protomilonitas y milonitas. | Cretácico Superior |
| | K2Pi | Granodioritas, tonalitas y cuarzodioritas. | Cretácico Superior |
| | K1-VCm | Basaltos y andesitas intercaladas con areniscas lodosas líticas, lodolitas carbonosas, areniscas feldespáticas, calizas y limolitas silíceas (Complejo Quebrada Grande). | Cretácico Inferior |
| | K1-Pm | Gabros bandeados e isotrópicos y dioritas. | Cretácico Inferior |
| | K1-Pu | Pendolitas serpentinizadas, intruidas por diques de rodingitas. | Cretácico Inferior |
| | K2-Pf4 | Tonalitas que varían a cuarzodioritas. | Cretácico Superior |
| | NP? CA? -Pu2 | Dunitas, serpentinitas y esquistos talcosos. | Cámbrico |
| | NP? CA? -Ma2 | Gneises cuarzofeldespáticos, algunos con sillimanita, cordierita y hornblenda, anfibolitas, migmatitas, esquistos y mármoles. | Cámbrico |
| | NP? CA? -Mev2 | Esquistos grafiticos, cuarzomuscovíticos, dioríticos y anfibolíticos, filitas, cuarcitas, mármoles y serpentinitas. | Cámbrico |
| | NP? -Ma3 | Esquistos anfibólicos, cuarzosericiticos, dioríticos, y talcosos; también anfibolitas, algunas granatíferas, cuarcitas, metagabros, metadioritas y serpentinitas. | Neoproterozo |
| | K2-Vm4 | Basaltos toleíticos, doleritas, picritas, tobas básicas y brechas volcánicas. | Cretácico Superior |
| | K2-Pu4 | Harzburgitas, lherzolitas, dunitas, websteritas con interbandeamientos cumulíticos con gabronoritas. Las dunitas se encuentran serpentinizadas. | Cretácico Superior |

Figura 13-4: Leyenda del Plano Geológico Regional de la Figura 13-3

A-1.6 Marco Tectónico y Estructuras a Nivel Regional

El cañón del río Cauca coincide con una importante sutura regional en la que convergen los ambientes de origen marino de la cordillera Occidental y continental de la cordillera Central. La principal estructura de la zona la constituye el sistema de fallas Cauca-Romeral, que atraviesa el país de sur a norte, pero que se encuentra segmentado localmente en numerosas fallas de menor recorrido. Entre éstas cabe mencionar, las de la Tabla 13-3.

Tabla 13-3: Fallas principales del vaso del Embalse Ituango

| Falla | Orientación | Tipo |
|-------------|--|--|
| Cauca W | N-S/80°E-90° | Inversa, alto ángulo. Cruza terrenos constituidos por los esquistos y anfibolitas del paleozoico, y por los sedimentos del Terciario. |
| Sucre | N35°W/65°E | Bloque oriental cabalgando sobre bloque occidental. Afecta terrenos de esquistos del paleozoico, rocas volcánicas del cretáceo, rocas ígneas del Batolito de Sabanalarga y sedimentos del Terciario. |
| Sabanalarga | Dos fallas N-S/70°E | Son dos fallas de orientación general N-S/70°E, denominadas Sabanalarga E y Sabanalarga W. Falla inversa, que pone en contacto rocas del Batolito de Sabanalarga y esquistos del paleozoico, afectando además rocas del Terciario. |
| Barbacoas | N10°E/sub-vertical E | Afecta terrenos del Batolito de Sabanalarga y las diabasas del Cretácico. |
| El Guásimo | Varias fallas N10°W a N15°E/sub-vertical | Fallas normales y buzando casi vertical con su bloque oriental, descendido con respecto al occidental. Afecta terrenos del Batolito de Sabanalarga y las diabasas del cretáceo, y cruza/controla el sitio donde se originó el deslizamiento de El Guásimo. |
| Orobajo | N-S/sub-vertical | Afecta terrenos de gabros y diabasas del cretáceo, esquistos del paleozoico y al Batolito de Sabanalarga. |
| Ituango | N-S/fuerte inclinación | Inversa, cruza de Toledo a Ituango. Afecta rocas tipo esquistos y gabros. |

| Falla | Orientación | Tipo |
|------------------|--|--|
| Santa Rita | Dos fallas N20°E/sub-verticales y N35°E/sub-vertical | Fallas de rumbo con altos buzamientos que afectan terrenos constituidos por gneises y esquistos del Paleozoico. |
| La Volcanera | N-S/sub-vertical | Falla que cruza el cañón del río Cauca, aguas abajo de la desembocadura de la quebrada Sinitavé. |
| Espíritu Santo | N45°E/75°W | Inversa, de desplazamiento sinestro lateral. Define contacto entre los esquistos del paleozoico y las rocas del complejo Puquí. Cruza la zona de Liborina hasta aguas abajo de Puerto Valdivia, controlando parte del cañón del río Cauca. |
| Sardinas-Naranjo | N-S a N10°E/sub-vertical | Es de orientación general NS a N10°E, y son inversas. Sobre esta estructura se enfocaron parte de los estudios de geotectónica incluidos en de los estudios sísmológicos del proyecto. |

A-1.7 Condiciones geológicas locales del sitio de la presa y de obras anexas

A-1.7.1 Geomorfológico Local del Sitio de Presa

El cañón del río Cauca en el sector de las obras se caracteriza por su estrechez y sus vertientes empinadas, describiendo un valle de sección típica en “V” ligeramente asimétrica, con su flanco derecho más empinado que el izquierdo, rasgo directamente relacionado con la disposición de las estructuras de foliación de las rocas metamórficas en que se encuentran entallado.

El río Cauca transcurre por el fondo del cañón con un gradiente aproximado de 0,025° y una amplitud media de 70 m, inicialmente con una dirección N10°E, que se transforma gradualmente en N70°E, especialmente a partir de la desembocadura del río Ituango.

Las laderas del cañón que encajan el sitio de la presa y las demás obras presentan más de 1.000 m de altura desde el piso de valle hasta la cuchilla divisoria de aguas de las laderas, con una forma convexa que gana en inclinación a medida que se aproxima al fondo del cañón. La incisión de las corrientes tributarias es en general moderada, formando un drenaje casi perpendicular al recorrido del río Cauca; todas estas corrientes son altamente torrenciales, con recorridos de tendencia recta a levemente sinuosa.

Dentro de la nomenclatura y clasificación efectuada en el capítulo de geomorfología regional, las obras principales se localizan dentro del denominado “Escarpe de la base del

río”. A nivel de detalle, dentro de este escarpe se pueden reconocer tres subunidades geomorfológicas que se diferencian a partir fundamentalmente de la pendiente del terreno. De esta forma, en el plano D-PHI-110-LB-PR-GEM-060 (Integral) se presenta una subdivisión del escarpe principal, fuerte y moderado.

- El escarpe principal está caracterizado por las pendientes mayores a 45 grados con varios segmentos sub-verticales, con predominio de los afloramientos rocosos. Se extiende principalmente por la margen derecha del río, donde se ha emplazado el sistema de obras subterráneas de este proyecto.
- El escarpe fuerte se localiza en buena parte de la margen izquierda y se caracteriza por las pendientes entre 30 y 45 grados, con presencia de abundantes bloques rocosos en superficie.
- El escarpe moderado, se ubica en la vertiente derecha del río, al este del escarpe principal. Allí hay desarrollo de suelos residuales por cuanto su pendiente es en general inferior a los 30 grados.

A-1.7.1.1 Roca del sitio de presa

Las obras serán construidas en su totalidad en para gneises cuarzo feldespáticos, localmente de textura esquistosa, cubiertos en ocasiones por coluviones en las vertientes y por un depósito aluvio-torrencial sobre la vertiente derecha del cañón, frente a la desembocadura del río Ituango. La geología de los sitios de obra y la localización de la exploración, se presentan en el plano D-PHI-012-GEN-GE-B-020 (Integral, 2011a).

Los gneises, dado su protolito sedimentario, presenta una alta variabilidad textural en distancias muy cortas. Se encuentran desde rocas grueso granulares de bandas decimétricas que intercalan cuarzo y feldespato con bandas de biotita y anfíboles; hasta láminas milimétricas de grano fino con intercalaciones similares.

La foliación del gneis tiene rumbo paralelo al tren estructural regional N-S, con buzamiento general entre 20° y 30° E, aunque se presentan repliegues locales, que evidencian una amplia historia de afectaciones tectónicas, y donde puede alcanzar inclinaciones locales de hasta 50°-70°E; a nivel de muestra de mano se pueden apreciar repliegues milimétricos, mientras que a nivel de afloramiento se presentan pliegues de gran apertura, que sin embargo no afectan por grandes extensiones la tendencia general de buzamiento Este (Figura 13-6 y Figura 13-7).

La tendencia regional de la foliación influencia directamente el relieve del cañón, pues la ladera izquierda se encuentra más tendida debido a su posición relativa desfavorable, mientras que la ladera derecha genera mayor resistencia a los agentes formadores del relieve debido a su contrapendiente estructural. La disposición de las estructuras también explica entonces la presencia más abundante de bloques rocosos subangulares rodados en la ladera izquierda, obedeciendo a la acción combinada de la meteorización in situ y pequeños movimientos debido a la fuerza de la gravedad.

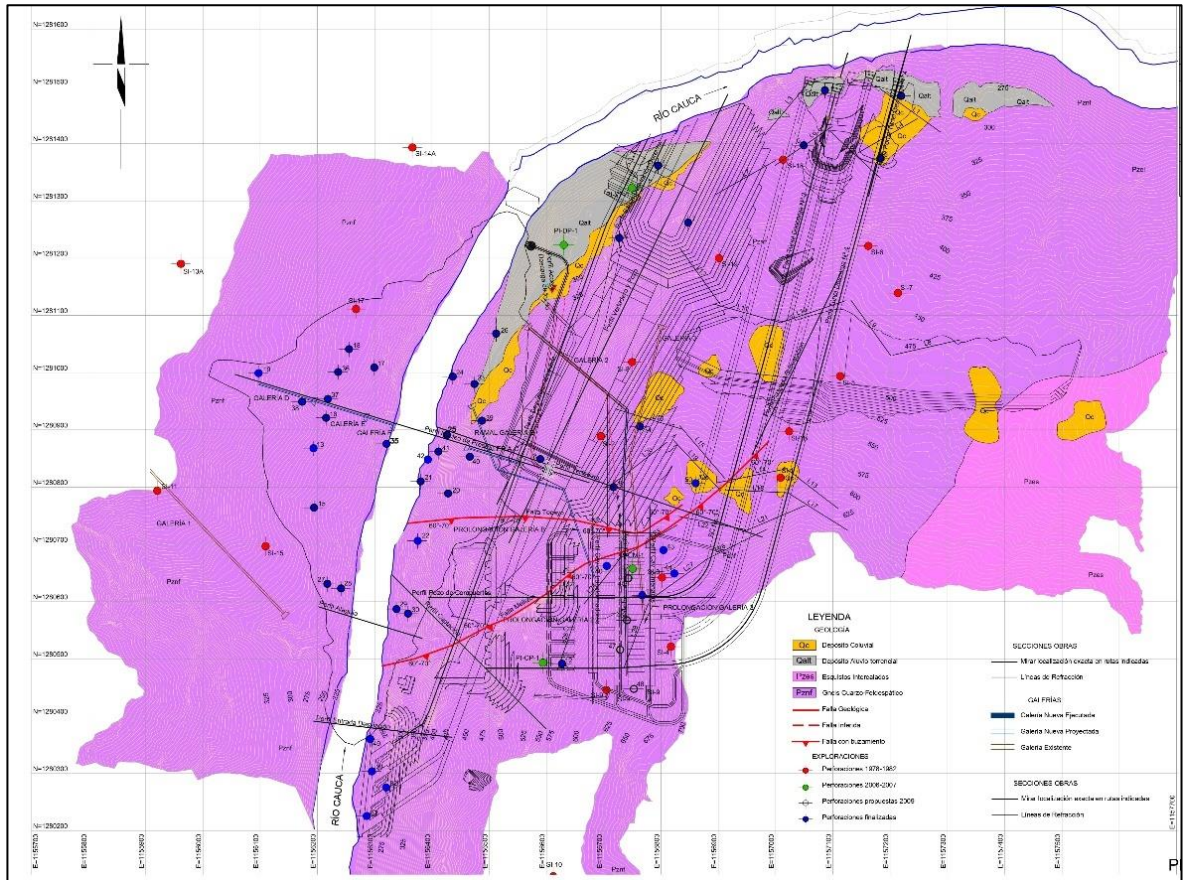


Figura 13-5: Plano Geológico de la Zona de Presa, a escala 1:3.333 (Integral, 2011a)



Figura 13-6: Aspectos del gneiss en el sitio de la presa, con sectores donde se aprecia una foliación más esquistosa que gnéisica, tal como se ha apreciado en los cortes para soporte del deslizamiento Romerito

Localmente se observan cizallas desarrolladas a lo largo de la foliación de la roca. Adicionalmente a la foliación, se identificaron dos sistemas de diaclasas principales:

- Rumbo transversal al valle y a la foliación; y,
- Rumbo paralelo al valle y a la dirección de la foliación.



Figura 13-7: Foliación del gneis típica con grano fino a medio con 25° de foliación

Ver estereogramas en la Figura 13-8.

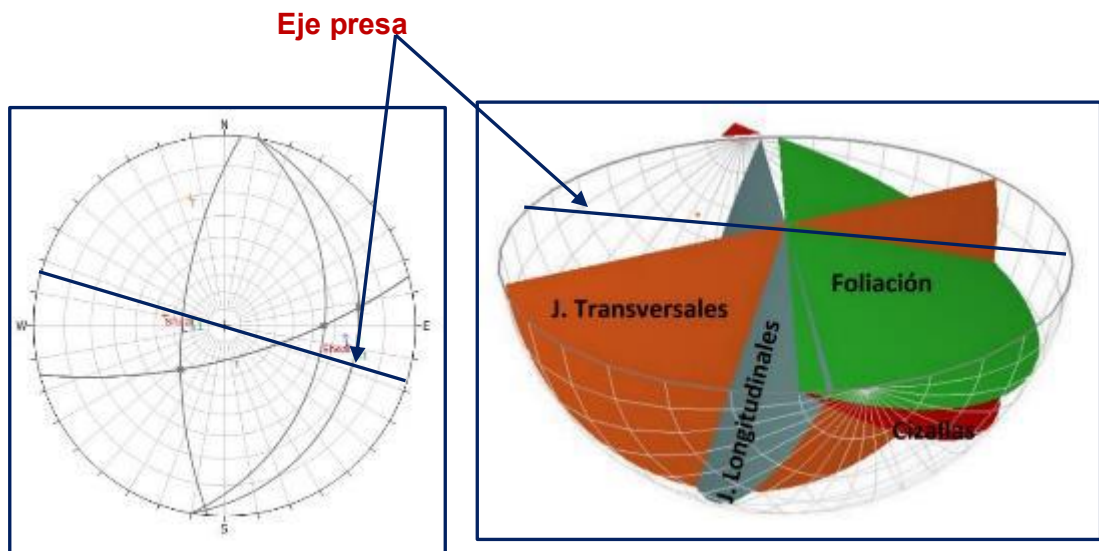


Figura 13-8: Estereogramas de las discontinuidades en el sitio de la presa (datos Integral). El eje de la presa se dirige aproximadamente N107°E

Dos fallas – Tocayo y Mellizo – de orientación parecida a las juntas transversales atraviesan el valle aguas arriba del eje de la presa. Localmente presentan milonitas de algunos metros

de espesor. Los documentos disponibles no mencionan el sentido de desplazamiento en estas fallas.

Cerca de la superficie, y a lo largo de estas fallas, la roca está descomprimida, altamente permeable y se encuentra notablemente alterada a lo largo de las discontinuidades, e incluso erosionable.

En la excavación de una trinchera en que se trataba de alcanzar una roca estable, sana e impermeable del estribo izquierdo, la excavación se topó con los residuos de un antiguo derrumbe/deslizamiento, el cual se desprendió en planos de cizalle sub-paralelos a la foliación, al quitarle su “pata”. La remoción de este volumen de roca deteriorada hubiera arriesgado cortar aún más de tales planos de cizalle y, en consecuencia, la desestabilización de la ladera. Por esta razón se decidió dejar esta masa en el fondo de la trinchera e impermeabilizarla mediante una pared de pilotes secantes.

En la parte superior del estribo derecho la emergencia no permitió tener tiempo para el tratamiento detenido de las fisuras abiertas en la fundación del núcleo. Como defensa contra la erosión potencial en estas fisuras se agregó un “bigote” a los filtros, extendiéndolos en la superficie de la roca hacia aguas arriba y aguas abajo del núcleo impermeable.

A-1.7.1.2 Sobre Capa de Meteorización del Gneis

El gneis que donde se emplazan las obras el proyecto ha sufrido procesos de alteración por la acción de los agentes de meteorización típicos de un clima tropical húmedo como el de la zona de trabajo. Dicha meteorización afecta de forma vertical el macizo rocoso, definiendo horizontes o niveles homogéneos en cuanto a sus características geológicas, las cuales están íntimamente ligadas a sus propiedades geotécnicas. Para efectos descriptivos de tales horizontes, se ha usado la clasificación de Deere y Patton (1971), que debe ser entendida de base a techo así:

- **Roca completamente sana (horizonte III):** Es una roca sin ningún tipo de alteración, de la que se puede deducir que el agua de infiltración no la ha afectado. Esta fue registrada en los sondeos exploratorios a profundidades mayores a 200 m; razón por la cual no fue interceptada por ninguna de las obras subterráneas excavadas.
- **Roca poco meteorizada (horizonte IIB):** Es una roca dura, de alta resistencia a la compresión, y variable resistencia al corte, dependiendo de la orientación de la aplicación de la carga, dada la presencia de los planos de foliación. Su única alteración consiste en oxidación en las paredes de las discontinuidades. En las perforaciones rotatorias, la recuperación de los núcleos siempre supera el 80%. Es un nivel de roca adecuado para la cimentación o excavación de cualquier estructura (Figura 13-9).



Figura 13-9: Afloramiento de roca IIB en la orilla del río. Nótese la expresión de la foliación

- **Roca muy meteorizada (horizonte IIA):** Roca alterada, con alta variabilidad en su resistencia, encontrándose desde núcleos moderadamente sanos y moderadamente duros, hasta zonas muy débiles, esto es, con roca relativamente blanda, incluyendo la presencia de suelo entre las discontinuidades en una proporción entre el 10% y el 50%. El espesor de la roca IIA es variable, desde nulo a nivel del cauce del río, centímetros en tramos escarpados y verticales de la ladera, hasta unos 20 m en partes altas donde declina la pendiente de la ladera, con máximos puntuales de hasta 40 m en descansos topográficos y la zona de influencia de las fallas Tocayo y Mellizo (Figura 13-10).



Figura 13-10: Afloramiento típico de roca IIA en las laderas. Rocas muy meteorizadas y moderadamente duras a blandas, con un porcentaje de suelo entre discontinuidades variable entre 10% y 50%. Se rompe con las manos.

- **Transición Roca – Suelo (Horizonte IC-IIA):** Por encima del horizonte IIA se presenta el horizonte de transición de la roca meteorizada al suelo residual, caracterizado por la presencia de bloques rocosos en una matriz limo arenosa (maicillo). A su vez, la fracción rocosa presenta diferentes grados de meteorización y es menor al 50% en volumen. Esta zona de transición se confunde fácilmente con material coluvial, debido a la heterogeneidad de la disposición de sus materiales; no obstante, debe considerársele como un suelo gravoso para efectos de comportamiento de estabilidad en cortes. El espesor es variable, desde nulo en las zonas de pendiente fuerte y escarpada de la margen derecha del río Cauca, hasta más de 20 m en las topografías moderadas de la vertiente izquierda. Este material es en general suelto, poco cohesivo y fácilmente removible, esto es, un suelo del tipo gravas areno-arcillosas.
- **Suelo Residual (IC):** Por fuera de las zonas de excavación del proyecto, o muy puntualmente en el tope de los lomos o cuchillas topográficas, muy similar al suelo residual. Predomina la textura limo arenosa (maicillo), con presencia de la estructura relictas, esto es original de la roca.

Cabe señalar que, en la zona de presa, y en las orillas del río Cauca, aflora discontinuamente la roca poco meteorizada correspondiente al horizonte **IIB**, siendo interrumpido su afloramiento localmente por la presencia de bloques rocosos rodados de orden métrico, procedentes desde las partes altas de la ladera y que se disponen en acumulaciones de poco espesor. En los afloramientos se aprecian oquedades y otras formas caprichosas que labra el río durante sus variaciones de nivel y caudal.

Hacia las partes intermedias y altas de los flancos del cañón aumenta el espesor de la sobre capa de meteorización, de acuerdo a los horizontes antes descritos.

El espesor de la roca meteorizada y fracturada aumenta notoriamente en los alrededores de la falla Mellizos, como lo han evidenciado las perforaciones ejecutadas. Allí se pueden encontrar hasta 100 m de roca con RQD menor del 20% y con relleno de suelo en sus discontinuidades. Tal corredor de pobres características geomecánicas ha sido ampliamente estudiado dada su influencia en la parte alta de los taludes del vertedero.

A-1.7.1.3 Suelos transportados

La presencia de depósitos coluviales ha sido objeto de evaluación a lo largo de todas las fases de estudio del proyecto. De acuerdo a los informes de 1982, prácticamente todas las vertientes estarían cubiertas de estos depósitos; sin embargo, luego de hacer una revisión detallada de las cajas de muestreo durante el presente estudio, se pudo concluir que la mayoría corresponden al nivel de meteorización IC-IIA de la roca parental.

Estos consultores estiman que efectivamente siempre hay una capa delgada de suelo vegetal y materiales propiamente coluviales, aunque de delgado espesor general (< 1,0-3,0 m).

Entre los depósitos recientes existentes en el sitio, debe resaltarse el depósito aluvio-torrencial (cono de deyección/aluvional), localizado al frente de la desembocadura del río Ituango, que influyó negativamente en el diseño de los portales de salida de los túneles de desviación, del pozo de disipación del vertedero y de los portales de salida de los túneles de descarga. Está conformado por una matriz arenosa, que enmarca bloques rocosos heterométricos, con tamaños hasta de 3 m, y gran variedad litológica, registrándose la presencia de basaltos, serpentinitas, gneises y esquistos, entre los más recurrentes.

Los suelos coluviales recién mencionados presentan una muy escasa matriz areno limosa (menos del 20%) y bloques angulosos de hasta 2 m de diámetro de tamaño máximo.

A los materiales antes señalados deben agregarse los suelos aluviales del cauce del río Cauca, consistentes en gravas arenosas y arenas con gravas subredondeadas, de baja compacidad a sueltos, mal seleccionados, localmente en terrazas bajas al costado del dicho cauce.

A-1.7.1.4 Características Estructurales Zona de Presa

La principal característica estructural del macizo rocoso la constituye los planos de debilidad generados por la foliación, de tendencia general N10°-30°E / 15°-30° SE, aunque ocasionalmente y por procesos puntuales tales como plegamiento, dicho buzamiento varía.

Además de ser el principal sistema de diaclasas, esta estructura ha permitido la liberación de esfuerzos que se han traducido en zonas de cizalla paralelas a los mismos, las cuales se encuentran, de manera aleatoria y con muy diversas persistencias, a todo lo largo de las vertientes estudiadas.

De las discontinuidades medidas en terreno, se infirieron los siguientes sistemas predominantes:

- El sistema estructural de discontinuidades preferencial o predominante corresponde a la foliación. Este sistema es el de mayor continuidad, menor espaciamiento promedio y mayor persistencia. La rugosidad varía con la textura, cuando compromete material de grano fino es lisa, mientras que en sectores granulares gruesos es rugosa, en ambos casos desde planar hasta ondulada.
- Un segundo sistema preferencial lo constituye uno con dirección N-S con buzamientos subverticales, siempre convergiendo hacia el río Cauca. Este sistema es importante, pues define las paredes del cañón y controla el cauce del río, y además controla la ocurrencia de cuñas y fallas planas que caen hacia el fondo del valle, lo que se aprecia claramente en los deslizamientos de los portales de túneles de desvío (Figura 13-11) y en el corte del deslizamiento del helipuerto.



Figura 13-11: Derrumbe en ladera derecha cerca y por encima de los portales de los túneles de desvío. Importante desarrollo de las juntas longitudinales sub verticales (Fecha 16.5.18, fuente: EPM), que facilitan la caída de cuñas y fallas planas.

- Un tercer sistema, menos preferencial o predominante, presenta dirección E-W, con buzamientos verticales a subverticales, el cual que sirve de control de los cauces menores y quebradas del sector: quebrada Tenche, Burundá, y otras menores.
- Un cuarto sistema, también con rumbo N-S pero con buzamiento 60°W, que controla la caída de bloques en la margen derecha del río.

Desde el trabajo de factibilidad (Integral, 1982), y tal como se mencionó anteriormente, se registra en los mapas geológicos la presencia de un par de fallas locales de alto ángulo, aflorantes sobre la margen derecha y transversales a la dirección del río. Presentan las siguientes características:

- La falla Tocayo es una falla que cruza la foliación, con una disposición aproximada general N70°W/65°SW y un espesor que varía entre 1 y 3 m; su expresión geomorfológica es baja a moderada y aflora en varios sitios del caño del cual toma su nombre.

- La falla Los Mellizos cruza la foliación, con disposición general N50°-70°E/60°-70°SE y se reconoce en varios sitios del cauce de la quebrada de la cual toma su nombre, con un espesor entre 3 a 10 m de cizallamiento directo. Su expresión geomorfológica es mayor que la de la falla Tocayo.

Cabe agregar adicionalmente a lo ya expuesto, que la Falla Mellizos tiende a verticalizarse en profundidad. De hecho, ambas fallas atraviesan la zona de las cavernas de generación del proyecto, tanto en su parte central como en el de sus extremos **sur (S)**, debido a un ramal de falla que se desvía hacia este sector, y cuyo efecto de deterioro de la calidad del macizo rocoso y amague a su condición de estabilidad, obligó a tener que reforzar este extremo de la caverna de máquinas, para lo cual se tuvo que rellenar con marina nuevamente la caverna para acceder a su techo o bóveda y paredes altas. Este sector también coincide con la zona descomprimida y abierta del sector sur, de la parte media e inferior de las aducciones 5, 6, 7 y 8, que se está aglutinando e inyectando.

Estas fallas también atraviesan el sector central del Túnel Vial, donde se tuvo que colocar marcos de acero de alma llena cada 0,5 m entre sí, en dos sectores, donde hubo que reemplazar varios de ellos y reforzar nuevamente luego de la contingencia, pues una parte de estos se dobló como efecto de las condiciones de presión de golpes de ariete sucesivos que provocó la contingencia.

A-1.7.2 Zonas de Ocurrencia de Fenómenos en Masa Recientes – Zonal del Vaso del Embalse

A-1.7.2.1 Deslizamientos del Vaso del Embalse

Dentro del marco geológico del proyecto, algunos aspectos llamaron particular atención, en vista de su potencial impacto en el desempeño de los componentes del proyecto. Estos aspectos merecen una revisión más detenida y algunos de ellos se deberán tratar con urgencia.

Las laderas empinadas del valle implican un riesgo de deslizamientos en suelos, roca deteriorada o de estabilidad estructural deficiente. De hecho, la morfología del valle localmente presenta rasgos de antiguos deslizamientos, tal como los nombrados anteriormente, en especial aquellos del Guásimo y de Las Sardinas.

Un deslizamiento voluminoso es capaz de taponar el estrecho valle con el riesgo consiguiente de una crecida asociada con la rotura del taponamiento (como sucedió con el derrumbe de La Josefina en el Río Paute y algunos otros proyectos). Un deslizamiento de alta velocidad también puede producir una ola de impacto. De todas maneras, los derrumbes afectarán el volumen del embalse, van a introducir sedimentos adicionales al embalse y perjudicarán terrenos y estructuras cercanas a las orillas del lago.

Los vuelos en helicóptero permitieron observar muchos derrumbes recientes, seguramente ocasionados por el llenado del embalse. Todos son de modesto volumen, no constituyen riesgo para la presa, de importancia notablemente inferior a los derrumbes que ocurrieron en la ladera derecha, directamente aguas arriba de la presa, pero pueden perjudicar terrenos y estructuras locales (Figura 13-12).



Figura 13-12: Derrumbe reciente en ladera izquierda y antiguo derrumbe en ladera derecha, aguas arriba del sitio de presa; fotos tomadas desde un helicóptero. Corresponden a deslizamientos activos, a partir de estos deslizamientos primigenios, se ha visto desarrollarse y hacerse más grandes con respecto a su inicio.

En una teleconferencia los miembros de la Junta informaron sobre estudios de la estabilidad de laderas a lo largo del embalse. Los documentos correspondientes pendientes se deben conseguir y así actualizar este conocimiento y tema relevante para el proyecto, considerando los recientes fenómenos de remoción en masa.

Muy posiblemente conviene extender el reconocimiento a tramos del valle del río hacia aguas arriba y aguas abajo del proyecto.

A-1.7.2.2 Corte y Ladera por encima de la Plazoleta de Pozos de Compuertas de Captación (Deslizamiento Romerito)

El 26 de mayo de 2018, posiblemente con el cierre de las compuertas de los Pozos 7 y 8, se desprendió un volumen de materiales coluviales y roca meteorizada y fracturada desde la ladera por encima del corte plazoleta de pozos de compuertas 1 a 4, y, que se inició con un pequeño embudo de subsidencia. Este es el denominado Deslizamiento Romerito.

Al mismo tiempo se notaron daños del soporte del Túnel Vial (Figura 13-13) y en la caverna de pozos de compuertas de las aducciones 5 a 8.



Figura 13-13: Derrumbe por encima de los pozos de compuertas y de la captación (Deslizamiento Romerito, izquierda), deformación de cerchas de acero en el Túnel Vial, las que tuvieron que ser reemplazadas y/o reforzadas (derecha)

La coincidencia de estos eventos no necesariamente radica en una causa común, pero existen otros aspectos más que acusan la existencia de condiciones complejas en el estribo derecho de la presa. En este sentido se puede mencionar el régimen de tensiones en el macizo rocoso. Los ensayos correspondientes encontraron una variación inusitada de la razón K_0 para la cual no se ofrece una clara explicación. Según ensayos de hidro fracturación, el rango corresponde a:

$$0.5 < K_0 < 2.3$$

Aparentemente existen localmente tensiones horizontales notablemente por encima de las cargas gravitacionales. En esta situación, la reducción de las tensiones efectivas en el macizo rocoso, ocasionada por el efecto hidrogeológico del ascenso del lago, está propensa de producir deformaciones de la ladera.

En esta relación se debe mencionar dos otros efectos en la ladera derecha:

- La formación de nuevas grietas en la ladera, por encima del derrumbe de mayo de 2018 (desarrollo posterior del Deslizamiento Romerito); y,
- Las grietas y deformaciones en la ladera al nivel de la plazoleta y de la caverna de compuertas (Figura 13-14).



Figura 13-14: Vista de las grietas abiertas de la zona del Portal de Entrada de la Cámara de Compuertas de los pozos de Aducción, y una de las grietas del piso de dicha cámara.

La fisuración afecta una zona superficial de la ladera de más de 30 m de espesor. Pero tomando en cuenta las deformaciones observadas a lo largo de las fallas Mellizos y Tocayo, que atraviesan este sector de la ladera y el Túnel Vial, se trata posiblemente de un volumen mucho más importante de roca que se acerca al límite de falla.

Se desconoce la probabilidad de una falla de este sector de la ladera y el volumen de roca afectada, pero las consecuencias de un desprendimiento, aun de modesta magnitud, serán muy graves: obstrucción de los portales de captación y de la Descarga Intermedia y daños a las compuertas. De hecho, en el informe de la Misión ONU, se hizo un pre-análisis de un deslizamiento de esta naturaleza y envergadura.

Esta condición exigió de un estudio de la estabilidad y medidas adicionales de soporte y refuerzo de urgencia. Tal sector está además relativamente cercano al volumen de macizo rocoso descomprimido y con vacíos del sector sur medio e inferior de las aducciones 5, 6, 7 y 8, que se está aglutinando e inyectando actualmente (30% de avance).

A-1.7.2.3 Estabilidad Estructural de las Fundaciones y Cortes

Como se entiende de los estereogramas de las discontinuidades en el sitio de la presa, la estructura de foliación del gneis admite cortes geométricamente estables de inclinación:

- 50-70° en la ladera derecha; y,
- Menos de 30-40° en la ladera izquierda.

El fondo de la trinchera del núcleo en margen derecho se inclina con unos 50° y, por lo tanto, se considera estructuralmente estable en términos generales. La inclinación en ladera izquierda es del orden de 33° y con esta condición se experimentaron localmente problemas de estabilidad durante la construcción, solucionados con soporte y colocación de un muro pantalla de hormigón.

La foto, tomada en fecha del 16 de mayo de 2018 (Figura 13-15), del “segundo evento” de derrumbe en ladera derecha, claramente muestra el riesgo de estabilidad potencialmente asociado con las juntas longitudinales subverticales. Estas juntas son propensas de fomentar deslizamientos planares y deformaciones de relajación o de pandeo. La contribución de estos elementos a las deformaciones observadas cerca de los pozos de compuertas aún resta por analizar.

Las discontinuidades en el macizo rocoso también admiten movimientos paralelos al valle, es decir, transversales al eje de la presa. La foliación y las cizallas en conjunto con las juntas transversales interceptan en una línea sub-horizontal de rumbo aproximado Norte-Sur. En condiciones normales, este elemento no debe afectar la seguridad de la presa, pero el efecto de cargas sísmicas en conjunto con subpresiones queda aún por ser analizado. Suponiendo modestos desplazamientos, un elemento rígido y frágil como la pared de pilotes secantes en el estribo izquierdo, puede sufrir daños notables.



Figura 13-15: Desprendimiento de cuñas en planos de la foliación cerca del vertedero

El fenómeno de movimientos a lo largo de la foliación también puede producirse en el rápido del vertedero, particularmente en el salto de esquí y aguas debajo de éste, donde se agregan las cargas hidráulicas. De hecho, ya durante la construcción se desprendieron localmente cuñas pequeñas de roca en dirección Norte del cuenco de caída.

A-1.7.2.4 Aspectos Hidrogeológicos

El nivel del embalse claramente controla el caudal de las filtraciones por el cuerpo de la presa, con un desfase del orden de un día. Eso sí, falta aún realizar un análisis de regresión para averiguar la estabilidad de la correlación y las posibilidades de erosión o colmatación, además de un análisis fino de si existe o no transporte de finos a través de estas filtraciones; en primera instancia parece no ser así, pero se debe chequear y asegurar.

La construcción de la cortina de drenaje casi se terminó en el estribo izquierdo y lo mismo en el sector inferior del estribo derecho. Las galerías en ladera izquierda entregan un caudal relativamente importante, de hasta más de 80 l/s, pero despreciable en magnitud en criterios económicos y a la magnitud del embalse.

De acuerdo a criterios técnicos, EPM-Integral consideran que aún queda por averiguar lo siguiente:

- Si se logra reducir adecuadamente o no, las sub-presiones; y,
- Que no se produce erosión de material alterado en la fundación de la presa, o del material del núcleo de la presa.

Para combatir el segundo ítem, se agregó el “bigote” al filtro. Pero el “bigote” solamente ayuda si el agua de filtración surge a poca distancia aguas abajo del núcleo. Con las laderas empinadas y la importante altura de la presa, la percolación en la parte superior de los estribos puede tomar otro camino.

Respecto de la información sobre el monitoreo de filtraciones sólo se han recibido aquellas de las captaciones en el espaldón aguas abajo de la presa (Figura 13-16).

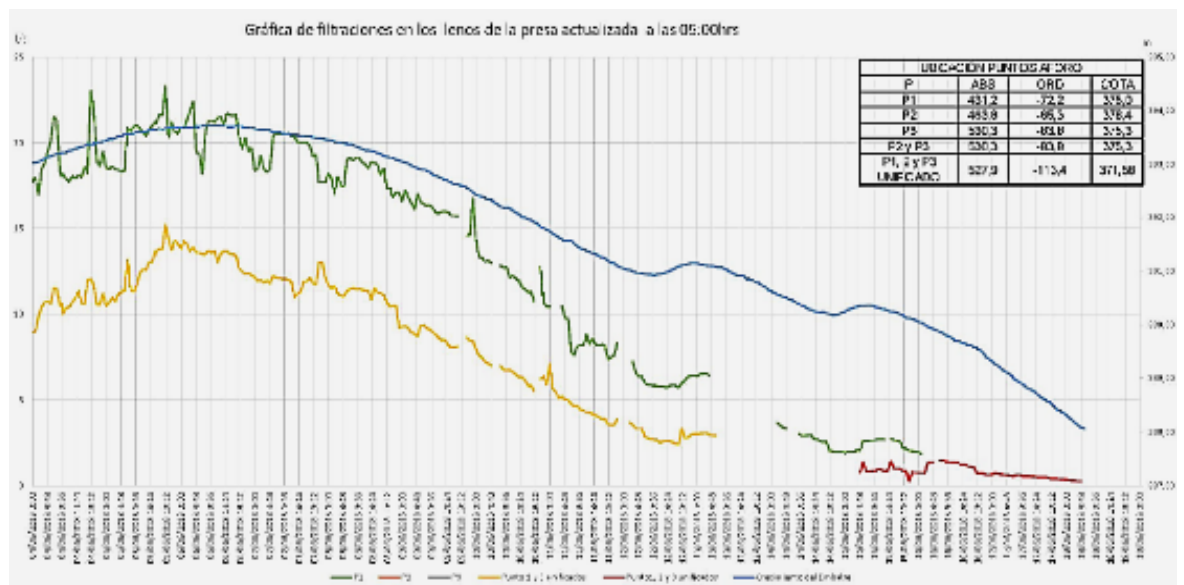


Figura 13-16: Hidrógrafo de las filtraciones en el espaldón de la presa (Ingetec)

Es posible estudiar el régimen hidrogeológico en las laderas del sitio de la presa mediante modelo digital. Pero una evaluación más confiable debe basarse en un monitoreo detallado de los niveles piezométricos, caudales de drenaje y calidad del agua, especialmente el contenido de sólidos. Se considera indispensable y urgente habilitar el sistema de monitoreo correspondiente; de esta forma el modelo digital, alimentado con tales datos, será más confiable.

Según los últimos informes de contingencia semanal, la situación de filtraciones de la presa en el espaldón de agua abajo es la que se muestra en la siguiente Tabla 13-4.

Tabla 13-4: Filtraciones del Espaldón de Aguas debajo de la Presa Ituango (18 y 19-agosto de 2020)

| Filtraciones | Caudal actual (l/s) | Caudal antes de tratamientos de inyecciones consolidación e impermeabilización (l/s) |
|------------------------|--------------------------------|---|
| En relleno de la presa | 5,42 | 79 |
| En su margen derecha | 25,05 | 121 |
| En su margen izquierda | 45,20 | 120 |

A-2 SITUACIÓN MARGEN DERECHA

En el presente capítulo se relata los efectos generados por la contingencia en las distintas zonas de la margen derecha. Posteriormente, se describe los trabajos que EPM ha ejecutado, está ejecutando y ejecutará en cada sitio. En base a esto, y considerando la información disponible a la fecha de este informe, Pöyry entrega una opinión técnica sobre las medidas de reparación definidas por el proyecto.

En base a las exploraciones realizadas y a un conjunto de observaciones en terreno es ahora posible conceptualizar ya un modelo geológico-geotécnico de la ladera derecha en el sector de las bocatomas y túneles de desvío. Este modelo requiere aún de verificación y desarrollo adicional en el futuro, tal que permita entender suficientemente bien los fenómenos observados y lograr la realización de un análisis cuantitativo más detallado de la estabilidad del macizo rocoso y, consecuentemente, finalizar el diseño de las medidas constructivas y de soporte requeridas para alcanzar la seguridad a largo plazo.

Las inyecciones de aglutinamiento del sector sur de las obras subterráneas evidenciaron la presencia de extensos volúmenes de roca colapsada y las fisuras en el hormigón de los pozos de compuertas comprueban solicitaciones en exceso de las cargas admitidos en el diseño estructural. Obviamente el macizo rocoso de este sector se encuentra en condición precaria.

El problema es que este sector alberga componentes esenciales del proyecto y futuras posibles deformaciones en el interior de este macizo rocoso, así como deformaciones y movimientos en superficie, constituyen riesgos decididamente inaceptables para el vertedero, e incluso, para el estribo de la presa, esto es para el proyecto en general (Figura 13-17); por lo que es esencial garantizar un nivel adecuado de seguridad, incluso en el caso de solicitaciones extremas.



Figura 13-17: Sitios Romerito y Capitán, imagen del año 2020.

A-2.1 Situación Geológica Apoyo Derecho

A-2.1.1 Introducción e Interpretación Inicial del Modelo Geológico-Geotécnico y Estructural del Apoyo Derecho

La contingencia se originó en este sector. El colapso en el sector de la curva inicial de la GAD desencadenó una secuencia de eventos hidráulicos y geotécnicos que llegaron a destruir parte de las obras ejecutadas y afectaron gravemente el macizo rocoso de esta ladera.

Integral (2018a), en el informe “Diagnóstico Geológico-Geotécnico de la Contingencia” menciona que aparte de los deslizamientos del sector inicial de la GAD (embudo de subsidencia) y de los portales del Túnel de Desvío Derecho, los primeros movimientos superficiales del resto de la ladera derecha, en este sector ocurrieron el día 26 de mayo de 2018, con motivo del cierre de las compuertas de las aducciones 7 y 8, que posiblemente ocasionó un importante golpe de ariete y se sintió una corriente de aire que recorrió las obras subterráneas

Se formó una depresión en la ladera alta en forma de un embudo, aproximadamente por encima de la cota 570 m. En tal fecha, la interpretación del fenómeno era difícil de hacer. En la actualidad, con toda las investigaciones adicionales y la consecuente evidencia de **excavación hasta bajo la cota 600 msnm existente en Romerito, queda prácticamente asegurado que se trata del desarrollo inicial de una chimenea o embudo de subsidencia, parecido al que se formó cerca de la entrada de la GAD. Posiblemente, el fenómeno se vincula con el colapso de la GAD y con el derrumbe en los portales del Túnel de Desvío Derecho. La pérdida de material de la ladera, posiblemente en conjunto con sollicitaciones hidráulicas (por ejemplo, eventuales golpes de ariete relacionados con abertura y cierre súbito de la GAD y Túnel de Desvío Derecho) resultó en un cambio de tensiones en la ladera y una descompresión importante del macizo rocoso.**

Mediante extensas campañas de exploración, EPM ha comprobado la existencia de un gran volumen de roca deteriorada al interior de esta ladera, en el sector inferior y medio de los pozos de aducción en presión 5 a 8 (sector de roca perturbada sur), que continúa hacia arriba hasta el embudo o chimenea generada en Romerito. Cabe destacar que el tramo sur de la Galería D que conecta entre los codos de estos pozos y las galerías de construcción superior e inferior sur de las cavernas, también están derrumbadas. Adicionalmente, es posible mencionar al menos, otros cuatro efectos, supuestamente relacionados con la mencionada afectación y descompresión del macizo rocoso:

1. En superficie, el corte de la ladera por encima de la plataforma de las compuertas muestra fisuras de tracción que se extienden de la Falla Mellizos en dirección sur, al costado del portal de Cámara de Compuertas.
2. Fisuras con buzamiento de 30 hasta 50° hacia el NW y W en el hormigón de los pozos de compuertas 1 a 6. Actualmente, por falta de acceso no ha sido posible observar pozos 7 y 8, así como tampoco se ha llegado a determinar el origen de estas fisuras, pero se estima con cierta probabilidad, que corresponden a grietas de tracción. Los estereogramas de las discontinuidades observadas en el macizo rocoso previamente a la construcción no muestran un sistema que coincida con estas fisuras. Supuestamente podrían corresponder a las deformaciones recientes en la

- ladera, causadas por la contingencia, lo que todavía resta por probar fehacientemente.
3. Grietas en el piso de la plataforma y de la caverna de las Compuertas, que exhiben dos direcciones distintas: al norte del pozo 6 tienen rumbo NE-SW, y al sur de este pozo tienen rumbo NW-SE. Forman entonces una cuña o un prisma que se abre hacia el interior de la ladera. En las fisuras del sector sur de esta caverna el sentido de movimiento es dextral. Adicionalmente se aprecia un asentamiento del piso de hormigón, al sur del pozo 6.
 4. Los informes semanales, redactados por la Interventoría, señalan para las “inyecciones de aglutinamiento” una absorción de mortero por gravedad y de lechada de inyección a presión del orden de 6 m³/m de perforación, que en algunas zonas incluso alcanza valores superiores a 15 m³/m. **El volumen de absorción es exorbitante y completamente inusitado** en el tratamiento de inyección de un macizo rocoso conformado por gneis.

El informe de ONU/SDC, datado como de mayo de 2018, llama la atención debido a la existencia de grietas detectadas en las galerías de la ladera derecha, incluso en el Túnel Vial, que pasó por dos tramos de rocas de mala a muy mala calidad geotécnica, coincidentes con la continuación hacia el sur de las fallas Mellizos y Tocayo, donde hubo que reemplazar marcos reticulados doblados, los que se habían instalado a razón de 1 cada 0,5 m entre sí, además de pernos de acero y abundante shotcrete reforzado con malla; estos marcos se doblaron durante y debido a la contingencia, y hubo que reemplazarlos y/o reforzarlos.

Tentativamente, se relacionan las deformaciones con las dos fallas en la ladera y con un sistema de discontinuidades sub-paralelas a la ladera. Posteriormente, Integral realizó excavaciones en algunas de las grietas, pero no se consiguió información sobre el mecanismo de las deformaciones. Los daños en la pequeña caverna de acceso a los pozos de compuertas sur exigieron de reparación y refuerzo del soporte, de tal forma de cubrir las grietas y reforzar al macizo rocoso en general.



Figura 13-18: Levantamiento de grietas, realizado por ONU/SDC (2018)

Actualmente, tomando en consideración también la fisuración en los pozos de compuertas, se ofrece una imagen más completa de los movimientos en la ladera.

Finalmente, se concluye que estos movimientos concuerdan con una descompresión en el interior de la ladera. Posiblemente, como efecto secundario se presentaron movimientos en superficie, por encima del hundimiento, que afectan a los suelos y a la roca deteriorada, parcialmente correspondientes a residuos del antiguo derrumbe en el área (identificado ya en el informe de Woodward-Clyde Consultants, 1981).

A-2.1.2 Sector Sur de los Pozos en Presión de Aducción, Volumen Afectado y Conexión con el Deslizamiento Romerito

Los movimientos en la ladera, aparentemente dirigidas hacia adentro del macizo rocoso, esto es, hacia las oquedades y zonas descomprimidas cerca de los pozos en presión sur, dejan una cáscara de roca superficial agrietada y, por consiguiente, debilitada. Por debajo de esta cáscara, se extiende un volumen de roca gravemente afectada por la socavación a lo largo de la zona de estos pozos.

A juzgar por los resultados tempranos de las inyecciones de aglutinamiento se trata de una roca muy descomprimida, que se asimila mejor a un macizo rocoso derrumbado in situ. De

hecho, avanzando desde la caverna de máquinas hacia los pozos de presión se ha encontrado material rocoso caótico, descomprimido e inestable, lo mismo que en las Galerías de Construcción Inferior y Superior Sur.



Figura 13-19: Fisuras de tracción en la ladera por encima de la plataforma de compuertas (izquierdo), posibles Fisuras de tracción en pozo de compuertas (derecho)

El embudo de Romerito se ubica por encima de la franja deteriorada encontrada con las inyecciones y de las oquedades (Figura 13-20) y se proyecta sobre la caverna de transformadores.

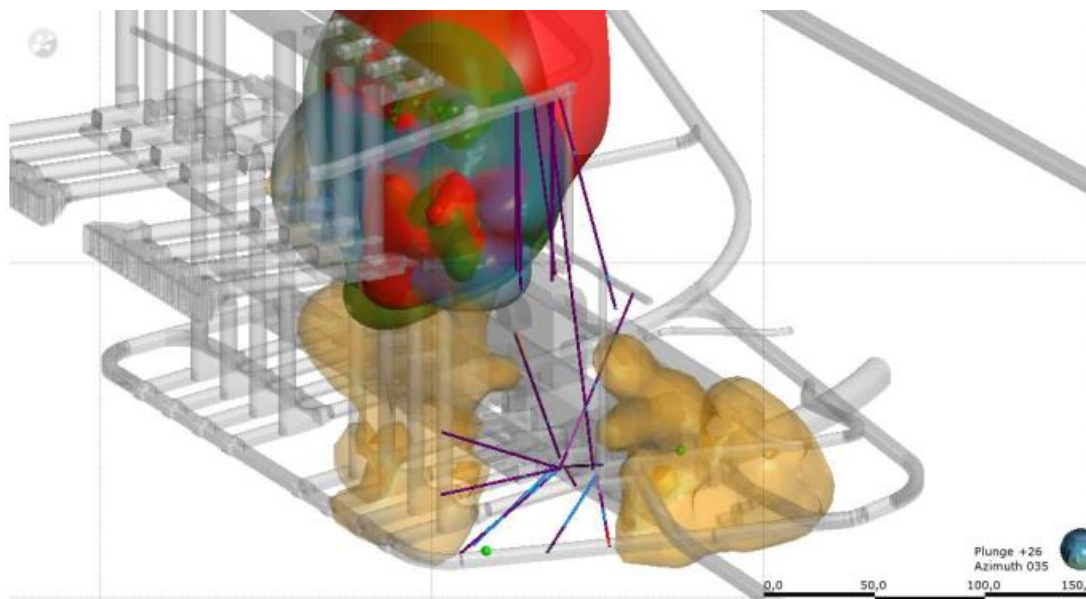


Figura 13-20: Ladera derecha, vista 3D y sección hipotética del volumen de roca deteriorada (Integral)

A medida que continúen las perforaciones de exploración y aglutinamiento, se podrá refinar de mejor manera el volumen de macizo afectado.

EPM-Integral ya tienen un plan más detallado y sistemático, tanto de exploración adicional con sondajes geotécnicos y geofísica, como para continuar con estas inyecciones de aglutinamiento y consolidación:

- Sondajes geotécnicos a diamantina adicionales de exploración y geofísica, para definir con más precisión el volumen afectado hacia su conexión con el embudo inicial del deslizamiento Romerito.
- Inyección de aglutinamiento/consolidación desde varias galerías existentes (Desde la galería de comunicación entre pozos en presión D Sur; desde plazoleta de pozos de compuertas 1 a 4, a cota 435 msnm; desde los pozos en presión, y desde las galerías inferior y superior de construcción de las cavernas etc.).
- Se inyectará primero aquellas zonas de contacto o límite de este volumen perturbado, para ayudar a limitar o contener dichas inyecciones al volumen que interesa y no más allá, donde se sabe que la situación es de roca de buena calidad, no descomprimida, densa, compacta y cerrada.
- En base a las investigaciones adicionales se definirán las inyecciones de la parte alta de este volumen, en su proyección hacia el embudo inicial del deslizamiento Romerito.

A-2.1.3 **Oquedad de Erosión y Socavación Hidráulica a lo largo de la Parte Superior los Pozos de Presión 1 y 2**

Esta oquedad se apreció luego de cerrar las compuertas de los Pozos 1 y 2, después de que durante 10 meses fluyeron por éstos la totalidad del caudal del río Cauca, incluyendo las crecidas que en tal tiempo se originaron.

En la Figura 13-21 y Figura 13-22 se indica con una flecha la dirección del norte. Se destacan dos sistemas de discontinuidades sub-verticales: un sistema de discontinuidades sub-verticales de rumbo norte-sur, quiere decir paralelo a la dirección del valle (y las fallas regionales) y otro de menor importancia de orientación NW-SE.

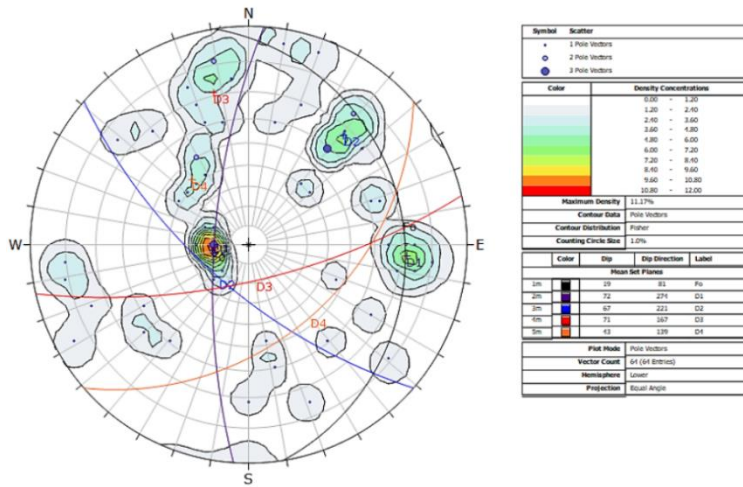


Figura 13-21: Oquedad de Erosión y Socavación Hidráulica a lo largo de los Pozos de Presión 1 y 2 (EPM)

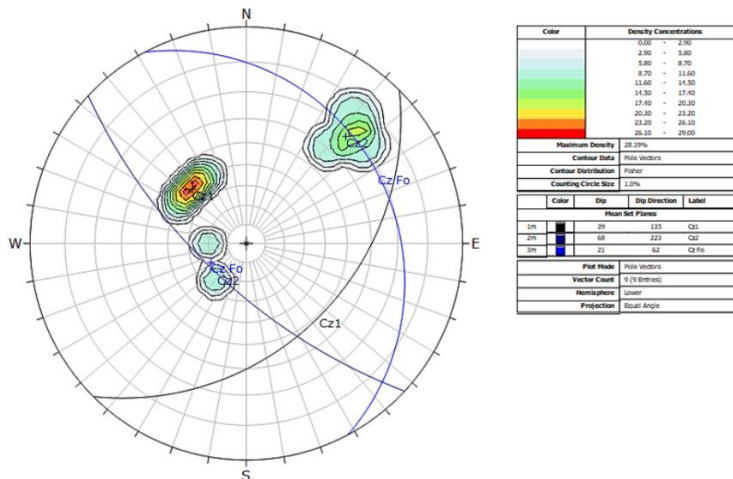
Aparentemente, los sistemas D1, D2 y D3, en conjunto con la foliación, se conjugaron con la erosión/socavación hidráulica para generar esta oquedad.

Se aprecia entonces que la cáscara superficial de unas pocas decenas de metros de roca sirve de retención para el material perturbado en el interior de la ladera y esta cáscara supuestamente necesita refuerzo para garantizar su estabilidad a largo plazo.

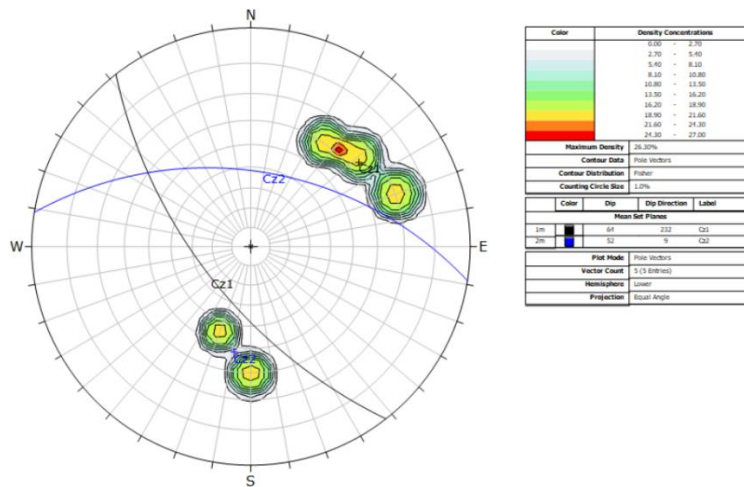
El comportamiento observado del macizo rocoso hace sospechar que se debe diseñar considerando una reacción sensitiva a las sacudidas sísmicas de importancia.



Discontinuidades Pozo 1



Cizallas Pozo 1



Cizallas Pozo 2

Figura 13-22: Estereogramas de las Planos de Discontinuidades de los Pozos 1 y 2 (Integral)

A-2.2 Obras subterráneas

A-2.2.1 Sistema de Captación y Conducción

A-2.2.1.1 Descripción de las Obras

Las captaciones son de aducción frontal y consisten en dos bloques de estructuras sumergidas, cada uno con cuatro bocatomas independientes provistas de rejas coladeras. Se completa cada bocatoma con un pozo de compuertas. Cuatro pozos están ubicados en la plazoleta superficial (unidades 1 a 4), y cuatro al interior de la pequeña caverna de compuertas (unidades 5 a 8).

Cada conducción comprende un tramo superior sub-horizontal de 144,4 m de longitud, seguido de un codo y un pozo vertical de presión de 151,4 m de profundidad. Tanto el túnel como el pique son de 6,6 m de diámetro interior y su diseño original consideraba revestimiento total con concreto estructural. Luego sigue un codo y un túnel inferior de 63,5 m de longitud y 5,2 m de diámetro que debía ser primero revestido con blindaje metálico y luego concreto estructural en el espacio anular entre el blindaje y el contorno excavado. Cada conducción fue diseñada para un caudal de 169 m³/s (Figura 13-23).

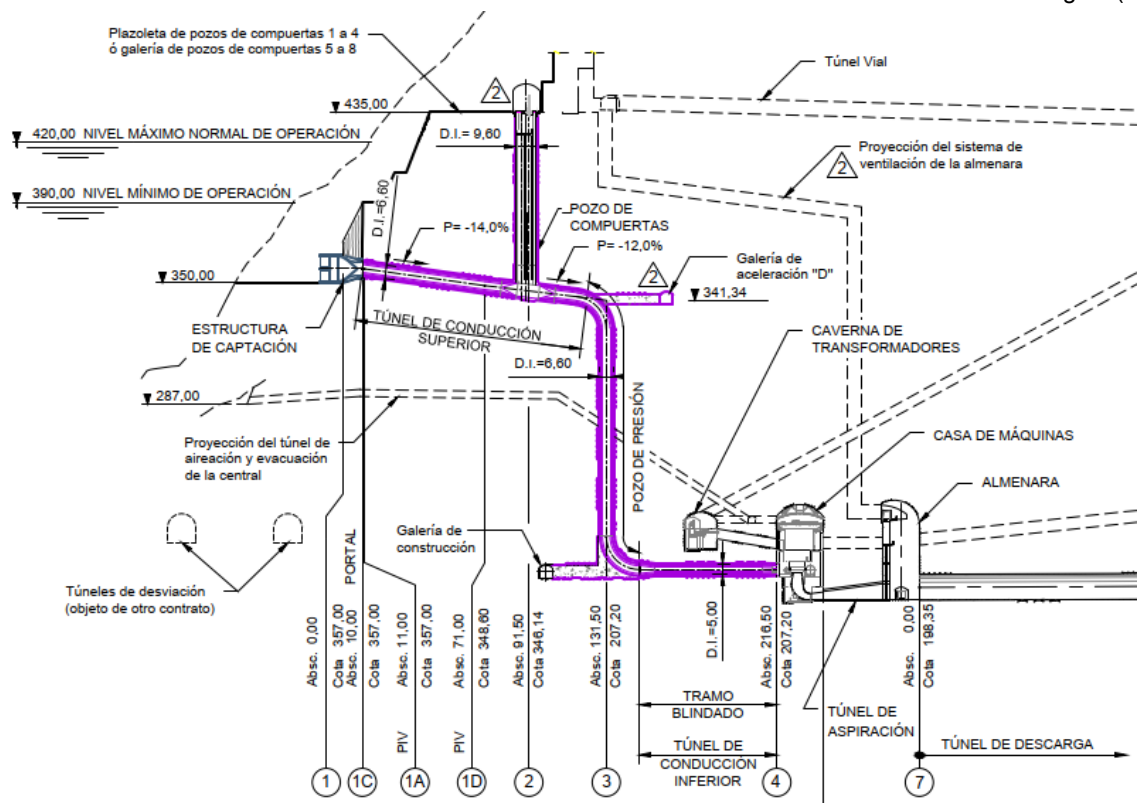


Figura 13-23: Perfil longitudinal de la captación, conducción y pozo de presión hasta la caverna de máquinas (plano D-PHI-050-CND-GE-C-020) (Integral, 2020a)

Producto de la contingencia, EPM decidió abrir las compuertas de las captaciones 1, 2, 7 y 8 para poder regular el nivel del embalse (10 de mayo, 2018). De modo que toda el agua del río Cauca (caudal promedio de 1.010 m³/s), comenzó a circular por el sistema de captación y conducción 1, 2, 7 y 8. Después de 16 días EPM cerró las compuertas de las captaciones 7 y 8, ya que se habían taponado (derrumbes), quedando abiertas únicamente las 1 y 2 de ahí en adelante; esto incluyó además las crecidas que ocurrieron durante los meses en que estuvo operando.

Esta situación se mantuvo hasta el 16 de enero 2019 cuando se cerró la compuerta de la captación 1 y el 5 de febrero 2019 cuando se cerró la compuerta de la captación 2. Por tanto, el agua circuló por el sistema de captación y conducción, principalmente 1 y 2, durante aproximadamente diez meses, con caudales y velocidades muy superiores a las de diseño, lo que produjo una serie de daños increíblemente mayores, pocas veces observados en proyectos de esta envergadura, los que se describen en este capítulo

Es importante mencionar que al momento de la contingencia el estado de avance en la construcción de las captaciones, pozos de compuerta y conducciones, estaba bastante avanzado, pero no completamente finalizado, tal como se detalla a continuación:

- El concreto de las estructuras de captación se encontraba terminado al momento de la contingencia. La instalación de las rejas coladeras no estaba completa, pero se finalizó el trabajo previo a la apertura de las compuertas de las captaciones 1, 2, 7 y 8, en mayo del 2018.

- El concreto en los túneles de conducción superior se encontraba avanzado en un 98% en la solera y un 93% en la bóveda. Los sectores faltantes correspondían a tramos en los túneles de las conducciones 2, 3 y 4.
- La Falla Mellizos cruza por la zona central de las estructuras de captación, por lo que era necesario hacer un tratamiento del terreno (limpieza y fortificación) previo a la puesta en marcha. Dicho tratamiento, si bien se encontraba avanzado, no había sido del todo finalizado y al momento de la contingencia aún se estaban realizando trabajos.
- Al momento de la contingencia se tenían finalizados los codos 1 a 4 de la conducción superior y se estaba trabajando en los codos 5 a 8. Los trabajos en estos últimos continuaron de forma prioritaria una vez ocurrida la contingencia, pero no fueron terminados, por lo cual los pozos 7 y 8 no alcanzaron a estar revestidos totalmente con hormigón.
- Previo a la apertura de las compuertas, los pozos de presión 1 y 2 estaban completamente revestidos de hormigón. En el caso de los pozos de compuertas, estos se encontraban con un 98% de avance, faltando solamente 10 m del Pozo 2. Este se finalizó durante el mes de mayo del 2018.

A-2.2.1.2 Efectos de la contingencia

Los principales efectos producidos por la contingencia en estas estructuras se describen a continuación.

Captación:

- Las inspecciones con vehículo de operación remota (ROV – “remotely operated vehicle” por sus siglas en inglés) realizadas durante el 2019 (Hibbard Inshore, 2019) muestran que tanto el concreto como las rejas de las estructuras de captación se encontrarían en buen estado, con daños menores. El área se encuentra con algún nivel de material vegetal, escombros y sedimentos, probablemente asociados a los deslizamientos ocurridos en el área (deslizamientos de los portales de los Túneles de Desvío Derecho y Romerito) y al arrastre del agua. Por tanto, se presume que los deslizamientos ocurridos en el área producto de la contingencia, no habrían generado mayor daño en la estructura general de las captaciones.

Túneles de Conducción Superior:

- Mediante ROV se accedió por los pozos de compuerta para inspeccionar los túneles de conducción superior 1, 2, 5, 6, 7 y 8. El recorrido se realizó hacia aguas arriba hasta las rejas de captación. En términos generales, estos túneles se encontrarían sin daños en su estructura. La excepción es el túnel 2, donde el tramo que faltaba por revestir mostraba barras de acero deformadas y dañadas, aproximadamente 5 m antes y después de dicho tramo, se observaron daños en el hormigón de revestimiento.
- Los pozos de presión 1 y 2, así como el pilar de roca que les separaba, se encontraron socavados y conectados entre sí por una oquedad de un diámetro promedio del orden de 45-50 m, y una altura de unos 70-90 m, esto es un volumen de a lo menos

65,000 m³, es decir el agua socavó, erosionó y arrastró hidráulicamente tanto el hormigón de revestimiento como el pilar de roca entre ambos pozos. Esta oquedad fue inspeccionada en primera instancia mediante sondajes exploratorios y posteriormente mediante registro audiovisual (Figura 13-24). Si bien estos pozos se encontraban con su revestimiento de hormigón estructural definitivo al momento de la contingencia, se socavaron producto del ingreso de caudales muy superiores a aquellos de diseño, a lo que posiblemente cooperó también la disposición de los planos de discontinuidades del macizo rocoso de tal sector..



Figura 13-24: Vista de la cavidad entre los Pozos de Conducción 1 y 2 (EPM)

- De igual forma, los pozos 7 y 8 se encontraron derrumbados y contenidos dentro de la zona perturbada. Esto, a pesar del poco tiempo en que circuló el agua (16 días), pues su revestimiento no estaba terminado al momento de la contingencia. Esta socavación generó un gran volumen de macizo rocoso afectado, que se encuentra quebrado, desconfinado e inestable, y cuya geometría se extendería hasta superficie, conectándose con el embudo inicial (alrededor de la cota 570-600 msnm) generado en superficie en la zona de Romerito.

El proyecto ha hecho un esfuerzo importante para explorar adecuadamente esta zona de modo de delimitar el volumen que requiere tratamiento. Esto se ha realizado principalmente mediante perforaciones exploratorias y de aglutinamiento/consolidación. Las primeras aportan información importante, como, por ejemplo, el RQD de la roca y el porcentaje de recuperación del testigo, las segundas aportan mediante la medición de las admisiones en cada tramo, que a su vez permiten también estimar el nivel de oquedades y aperturas en cada sector.

La exploración de la zona perturbada se encuentra aún en proceso. Las perforaciones exploratorias, de aglutinamiento y la ejecución de técnicas geofísicas en el área, permitirán refinar el modelo actual.

La información recabada en los sondajes exploratorios de la zona afectada se puede visualizar en la siguiente Figura 13-25.

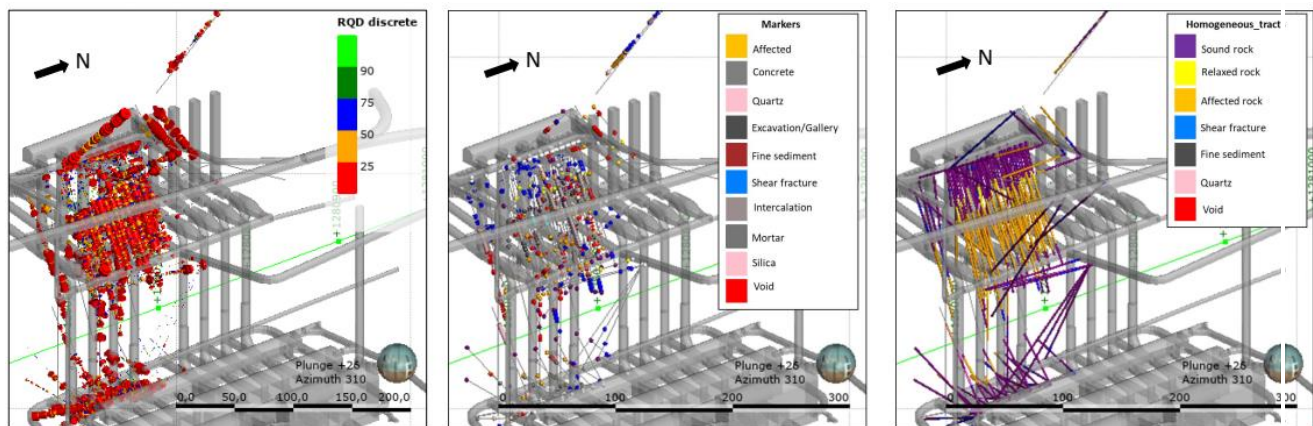


Figura 13-25: Visualización de la información de los sondajes en la zona sur perturbada

Pozos de Compuertas:

- Los daños en las estructuras de compuerta serían, probablemente, parte de toda la afectación producida en el macizo rocoso del estribo derecho producto del colapso y súbito taponamiento, y posterior destaponamiento al día siguiente y nuevo taponamiento final del túnel GAD, a lo que se suman fenómenos similares ocurridos en 3 oportunidades en el túnel de desvío derecho, además del probable golpe de ariete generado por el cierre de compuertas en los pozos 7 y 8. La galería de pozos o pequeña caverna de compuertas de los pozos 5 a 8, presentó agrietamientos significativos abiertos (más de 2 cm) que se observaron en el portal de entrada, dentro de la galería misma y particularmente en el hormigón del piso de dicha galería. Particularmente grietas de orientación NW-SE y NE-SW, que forman una cuña o un prisma que se abre hacia el interior del apoyo derecho, esto es, hacia donde se encuentra el sistema de obras subterráneas de este proyecto y la zona perturbada sur (ver punto 3.1.1 y Figura 13-26).
- La estructura de hormigón superior en los pozos 1, 2, 3 y 4, visible desde la plazoleta, presentó también agrietamientos/fisuraciones, de menor abertura, pero también de orientación NW-SE.



Figura 13-26: Vista de las grietas abiertas de la zona del Portal de Entrada de la Cámara de Compuertas de los pozos de Aducción, y una de las grietas del piso de dicha cámara

A-2.2.1.3 Medidas de Reparación

A continuación, se presentan las principales medidas de reparación en este sector.

Trabajos subacuáticos

Dado que el nivel actual del embalse se encuentra sobre el nivel de las bocatomas de captación, será necesario realizar una serie de trabajos de reparación subacuáticos. Que en primera instancia se enfocarán en las captaciones 1 a 4. Los objetivos principales de estos trabajos son los siguientes:

- Inspección de las captaciones de la 1 a 4, ubicadas en la plazoleta 350 msnm.
- Limpieza de 2.000 m³ estimados de escombros en la plazoleta de las bocatomas de captación 1 a 8, situadas a la cota 350 msnm (EPM, 2020a).
- Retiro de rejas coladeras de las captaciones 1 a 4 para poder introducir los tapones mecánicos que considera este proyecto de trabajos subacuáticos.
- Reparación y adaptación de las estructuras de los hormigones de las bocatomas de captación.
- Montaje de los tapones mecánicos en las bocatomas de captaciones 1 a 4.
- Retiro de los tapones mecánicos, una vez que se han realizado todos los trabajos al interior de cada túnel superior de cada aducción (destrucción de tapones, refuerzos, etc.).
- Instalación de las rejas coladeras.

Para los trabajos subacuáticos, se hizo una pre-calificación y el Consorcio DCN-Muhr fue el mejor calificado, pero el contrato aún no se ha adjudicado. Se recomienda comenzar con estos trabajos a la mayor brevedad. DCN es una empresa dedicada a operaciones y trabajos submarinos, mientras que Muhr se especializa en el desarrollo de equipos hidromecánicos.

Los trabajos se realizarían empleando dos barcazas con plataformas de trabajo, desde donde se operan equipos de dragado, grúas, winches, cámaras hiperbáricas y equipos de buceo, entre otros, además de contener todos los equipos de videocontrol de operación, comandos y monitoreo, para la buena y correcta realización de los trabajos subacuáticos.

El tapón propuesto por la empresa adjudicada consiste en dos piezas: un anillo que se adosa a la estructura de captación y el tapón propiamente tal que se monta en el anillo (Figura 13-27).

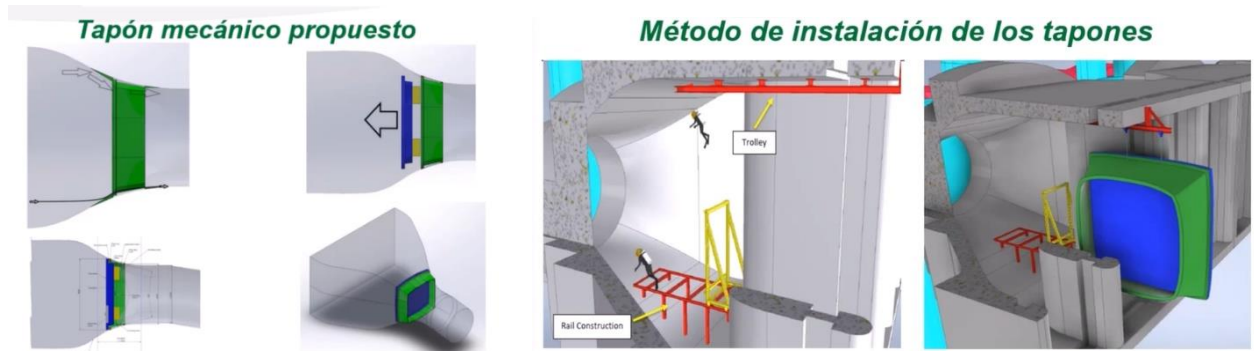


Figura 13-27: Esquema para la instalación de tapones mecánicos, los que se instalan por medio de un sistema de rieles de corredera, que se instala previamente (EPM, 2020a)

Los trabajos subacuáticos son fundamentales para, entre otras cosas, asegurar la reparación adecuada del sistema bocatoma de captación-túnel de conducción superior, además de la remoción de los tapones de concreto de las unidades 3 y 4.

Si bien la metodología planificada por el proyecto es adecuada, se debe destacar que es una metodología compleja, poco convencional, y que no ha sido hecha antes a nivel mundial a la escala de este proyecto. Consecuentemente, se recomienda hacer un seguimiento detallado durante la ejecución de los trabajos y una evaluación de los resultados obtenidos, pues pueden aparecer problemas sobre la marcha, que demanden soluciones ad-hoc para mantener el grado de seguridad y confiabilidad en estos trabajos. Solo cuando se haya asegurado por completo que los trabajos cumplieron los objetivos a cabalidad, se podrá comenzar con la operación de este sistema de captación y conducción.

Blindajes

Como parte de las reparaciones, la parte final de los túneles de aducción superior, los codos de conducción superiores, los pozos de presión, los codos inferiores y túneles de conducción inferiores serán completamente blindados en acero, y posteriormente revestidos con hormigón estructural en el espacio anular entre el blindaje y la roca. Pöyry considera que esta es una medida adecuada, y que agrega seguridad al sistema.

Oquedad entre pozos de presión 1 y 2

La reparación de este sector se realizó mediante el retiro descendente de la rezaga colocada para refuerzo total del macizo rocoso alrededor de estas excavaciones, y colocando además los módulos o formaletas en el alineamiento del pique, además del posterior vaciado de

hormigón de relleno en la oquedad. Finalmente, se realizan inyecciones de lechada para asegurar la consolidación e impermeabilidad en el contacto entre macizo y concreto.

El detalle del procedimiento utilizado se encuentra en el plano D-PHI-051-CND-TC-C-240 (Integral, 2019I) .

En términos generales, esta reparación se basó en técnicas y materiales de uso convencional en obras subterráneas, y si bien la magnitud de la oquedad es significativa, es esperable que sus resultados hayan sido los adecuados.

Recuperación de pozos de presión 1 y 2

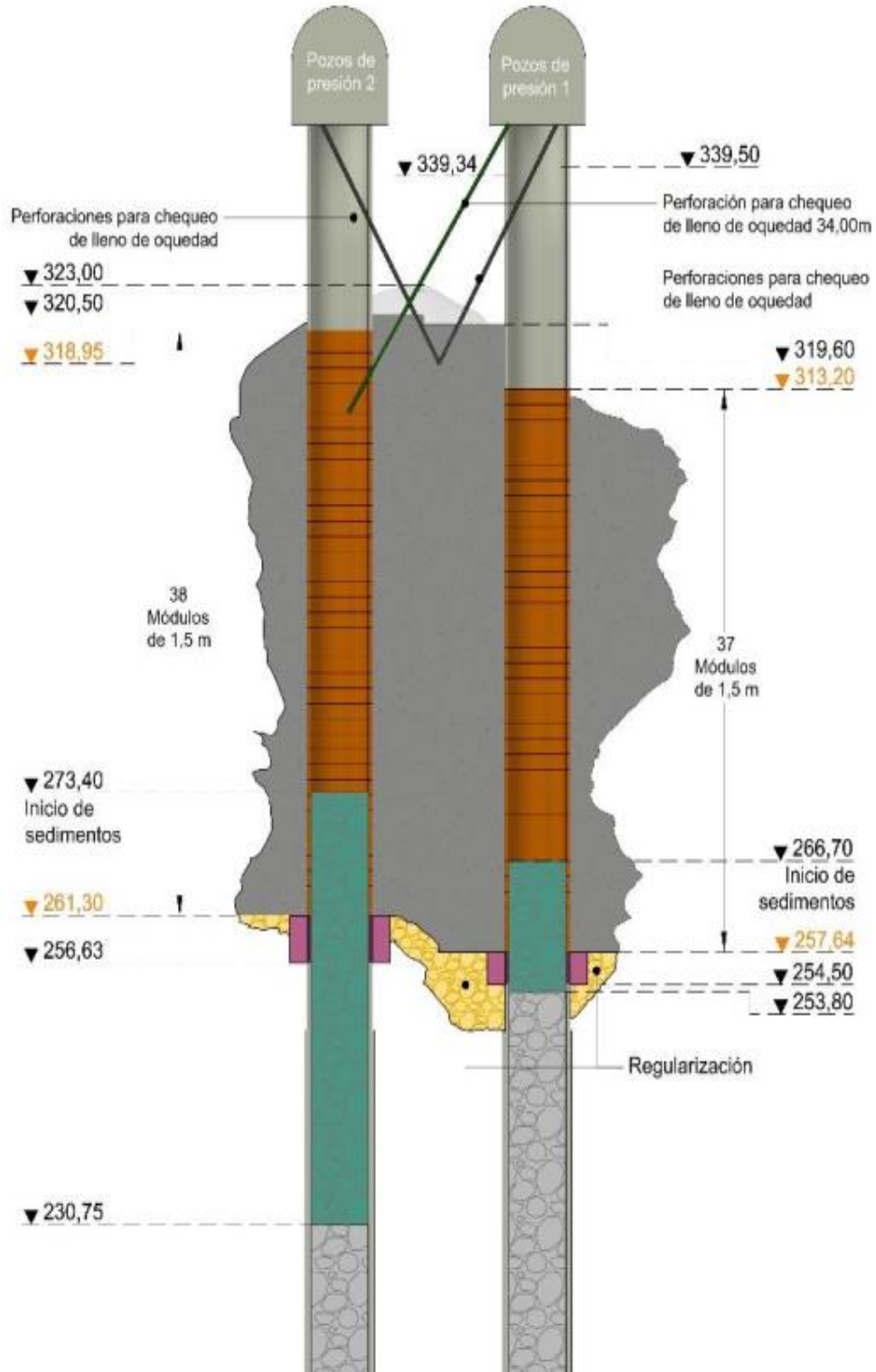


Figura 13-28: Avance y Limpieza de Sedimentos de los Pozos en Presión 1 y 2

Macizo Rocosó afectado, Zona Sur

El volumen de macizo rocoso afectado en la zona sur del proyecto ha resultado ser simplemente enorme, del orden de 1.000.000 m³. La correcta estabilización de este sector es fundamental para asegurar, no solo la estabilidad del sistema de conducción, sino que, en el largo plazo, de toda la ladera derecha de emplazamiento de las obras subterráneas de este proyecto en general, en caso de que ocurriesen nuevos golpes de ariete inesperados, o movimientos sísmicos de importante magnitud. La vista de las perforaciones realizadas y el volumen perturbado estimado se muestra en Figura 13-29. El resumen de los consumos obtenidos a la fecha, junto con los volúmenes inyectados y por inyectar, se muestra en Figura 13-30.

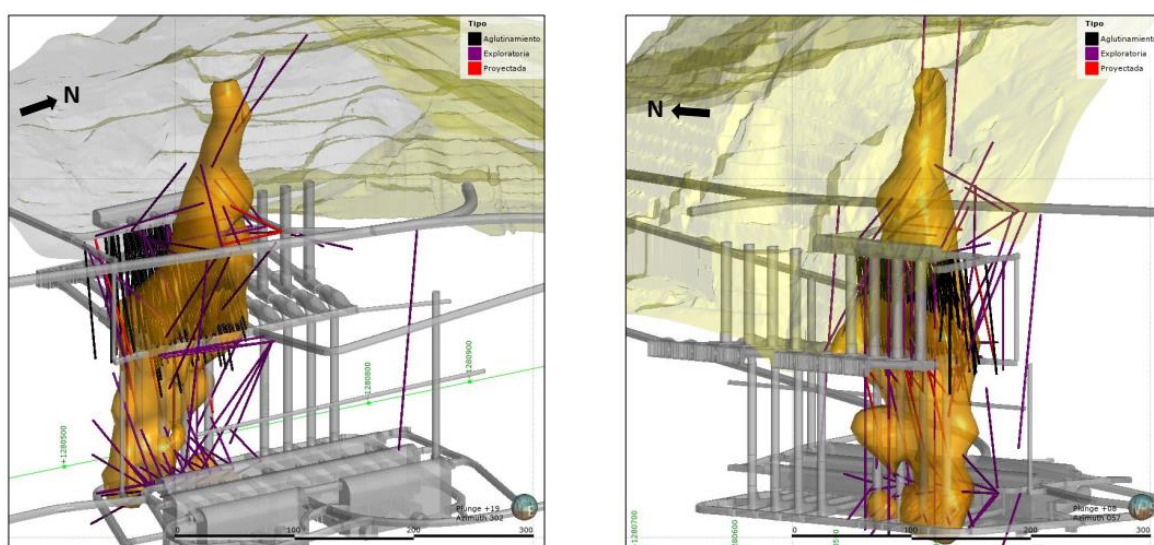
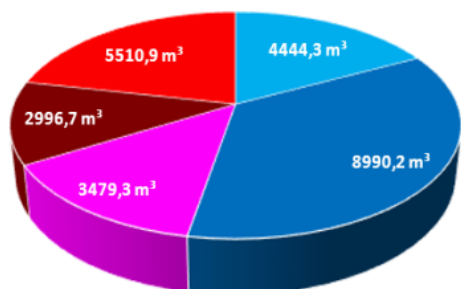
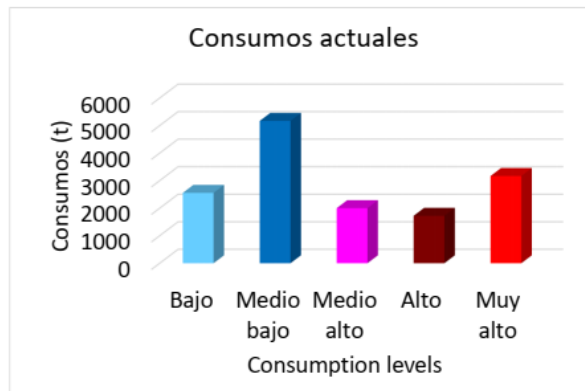


Figura 13-29: Vistas del volumen de macizo rocoso de la zona sur, afectado por la contingencia, esto es descomprimido, con huecos e inestable, incluyendo su ápice superior de conexión con el deslizamiento Romerito

Volúmenes de niveles de consumo



Consumos actuales



| Zona | Frente | Consumo estimado (kg) | Consumo a la fecha (kg) | Volumen a inyectar(m³) | Volumen inyectado(m³) |
|--------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------|------------------------|-----------------------|
| Alta | PAPC | 30.331.100 | | 41.836 | |
| Media | Galería de comunicación | 33.608.100 | 17.950.505 | 46.356 | 28.276 |
| | Galería superior de humos | 16.804.050 | 696.304 | 23.178 | 613 |
| | Galería de acceso a pozos | 16.804.050 | 701.493 | 23.178 | 943 |
| Baja | Galería D sur | 55.324.025 | | 76.309 | |
| | Total | 152.871.325 | 19.348.302 | 210.857 | 29.832 |

Figura 13-30: Resumen de consumos y volúmenes inyectados y totales estimados a inyectar

La reparación del macizo rocoso en este sector se basa principalmente en la realización de inyecciones de aglutinamiento con morteros y lechadas que permitirán rellenar las oquedades y dar continuidad al macizo rocoso. Los trabajos de aglutinamiento y recuperación se subdividirían en 3 zonas: superior, media y baja (Figura 13-31).

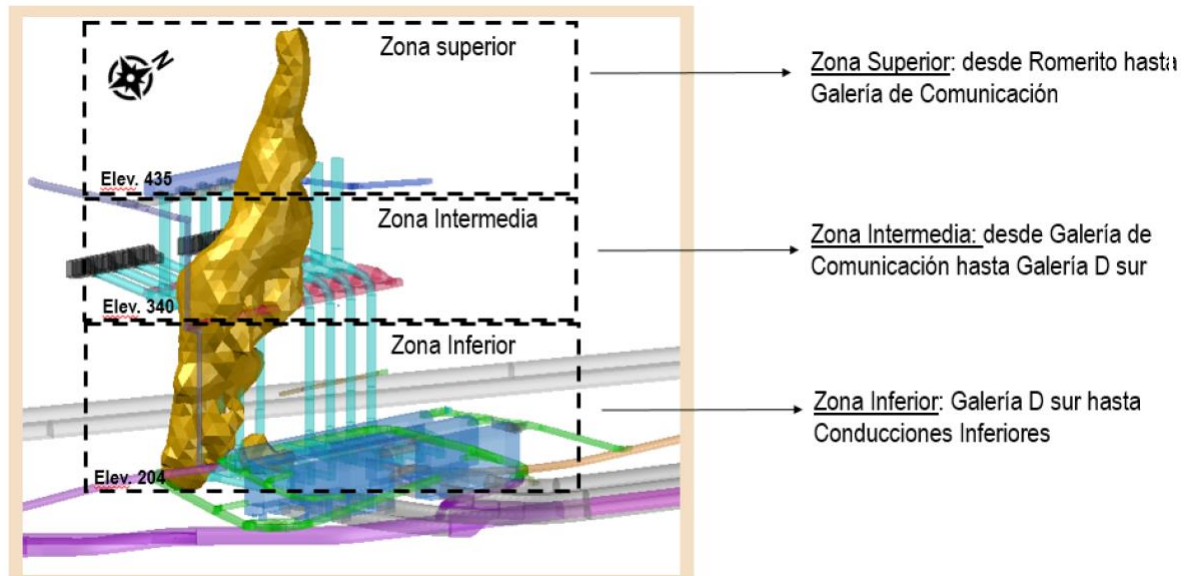


Figura 13-31: Zonas definidas para los Trabajos de Recuperación de la roca afectado en la Zona Sur

En la zona superior las inyecciones de aglutinamiento se realizarían desde superficie, sector Romerito. La zona media se inyectaría principalmente desde la galería de comunicación entre pozos de compuerta, lo que será complementado con inyecciones desde la galería de humos y la galería de acceso a la galería de compuertas, y además desde la plazoleta de pozos de compuertas a la cota 435 msnm.

Finalmente, la zona inferior se inyectaría desde perforaciones realizadas en la galería D sur, la que se encuentra actualmente en recuperación tras su colapso, por lo que es necesario primero reparar esta galería.

Lo primero consiste en realizar aquellas perforaciones e investigaciones que permitan afinar los límites del volumen afectado, para no tener que realizar inyecciones innecesarias fuera de este volumen, metodología que estos Consultores aprueban y recomiendan.

A la fecha, la admisión promedio es del orden de 3 m³/m lineal, con zonas puntuales que alcanzan incluso más de 15 m³/m lineal. Estos consumos de mortero que principalmente se deja caer por gravedad en los pozos son muy elevados y dan cuenta del gran grado de afectación que sufrió todo este sector. A medida que en cada zona va disminuyendo su admisibilidad, se planea efectuar inyecciones de lechada a presión para terminar la consolidación del terreno.

Es importante destacar que aún falta bastante para finalizar las inyecciones de la zona media del macizo afectado, y que el tratamiento de la zona superior e inferior no ha comenzado, ni puede comenzar, hasta que se hayan realizado otros trabajos, como, por ejemplo, el término de la estabilización en Romerito y la recuperación de la galería D. Actualmente, se está trabajando en la reconstrucción de las obras afectadas en esta zona como, por ejemplo, las galerías de construcción inferior y superior Sur de construcción de las cavernas, la parte inferior, codo inferior y parte importante de los túneles de aducción inferiores del sistema

de aducción en presión. Por lo tanto, la recuperación de esta zona está aún en una etapa relativamente temprana y queda mucho trabajo por delante.

Dada la magnitud del volumen afectado, el mejoramiento del macizo rocoso es una tarea compleja y trabajosa, y no es posible entregar hoy una fecha de finalización de estos trabajos, como sucede con todo trabajo de inyección de sectores descomprimidos, con vacíos e inestable, pero, no obstante, la tarea es completamente fundamental e ineludible para la finalización del proyecto y para asegurar la estabilidad de la ladera derecha y, por ende, de las principales obras subterráneas y abiertas de esta central.

Si bien los trabajos necesarios son técnicamente factibles, Pöyry considera que este es uno de los aspectos más delicados del proyecto y que una vez finalizados los trabajos de mejoramiento, se debe hacer un exhaustivo plan de investigación que permita caracterizar el macizo rocoso tratado y un estudio que asegure que las nuevas propiedades dan total estabilidad e impermeabilidad al sector, y, por ende, a todo el macizo rocoso del estribo derecho que cobija el enjambre de obras subterráneas de esta central.

La caracterización de la zona ya aglutinada e inyectada deberá incluir la medición de RQD en sondajes con recuperación de testigo, la ejecución de ensayo Lugeon en estas perforaciones y la medición in situ de las propiedades elásticas del macizo, entre otros. Los valores adecuados de estos parámetros, que permitan asegurar el éxito de los trabajos de inyección deberán ser definidos por el proyecto apoyándose en modelamientos numéricos que incorporen escenarios altamente desfavorables para el proyecto. Solo así, el proyecto podrá asegurar que la ladera derecha y sus obras asociadas serán estables en el largo plazo.

A-2.2.2 Situación en Zona de Cavernas

A-2.2.2.1 Descripción de las Obras

Las obras subterráneas de la central comprenden la caverna de casa de máquinas, que alojaría ocho unidades generadoras Francis, los equipos auxiliares electromecánicos, equipos de control y la sala de montaje, y el gran puente-grúa que permitirá la construcción emplazamiento y mantenimiento de los equipos de esta caverna, entre otros.

Aguas arriba de la casa de máquinas, se localiza la caverna de transformadores y aguas abajo las dos cavernas almenaras de amortiguación hidráulica de las aguas turbinadas (Figura 13-32), una para las unidades 1 a 4 (Almenara Norte) y la otra para las unidades 5 a 8 (Almenara Sur). De cada caverna de la Almenara salen dos túneles de descarga (N° 1-2, y 3-4, respectivamente).

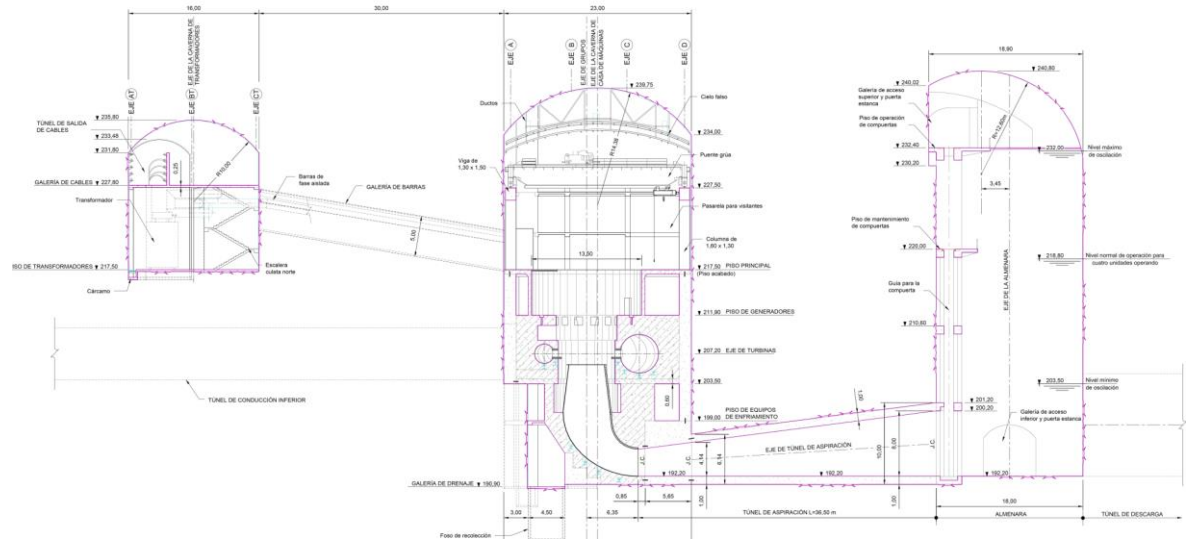


Figura 13-32: Corte que muestra, de aguas arriba hacia aguas abajo, el diseño de la conexión entre las Cavernas de Transformadores (izq.), de Máquinas (centro) y de Almenaras (Der.).

Adicionalmente, existe una serie de excavaciones con diversos propósitos en el sector de cavernas, tales como túneles de acceso, galerías de construcción, pozos de cable y ventilación, y otras (Figura 13-33).

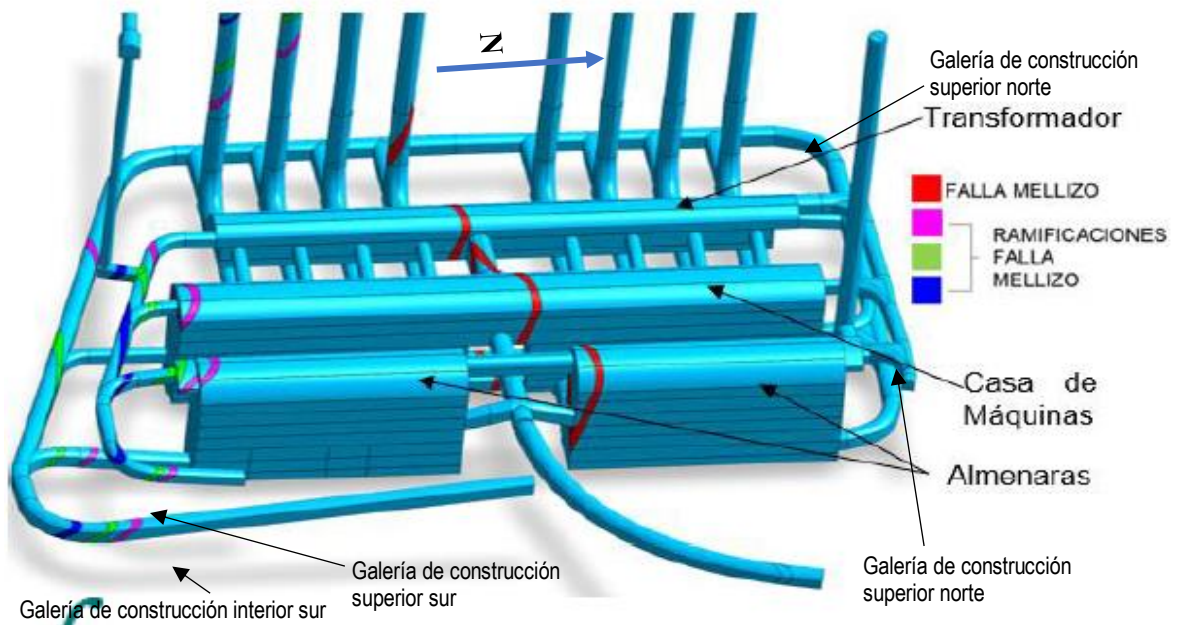


Figura 13-33: Disposición geométrica de las Cavernas de Transformadores, de Máquinas y de Almenaras, y de las galerías de construcción y de acceso complementarias, además de la Falla Mellizo y sus ramales.

A-2.2.2.2 Efectos de la contingencia

Tal como se ha mencionado antes en este informe, como producto de la solución definitiva para resolver inicialmente esta contingencia, el agua del río Cauca circuló libremente por el complejo de cavernas y sus conexiones durante aproximadamente diez meses, situación para la cual no fueron diseñadas, lo que produjo una serie de daños mayores, los que se describen en este capítulo.

Casa de Máquinas y Accesos

El túnel de acceso a casa de máquinas presentó dos colapsos de magnitud relevante, ubicados en el Km 0+530 y en el Km 0+700, aproximadamente.

- El primero (más lejano de casa de máquinas) habría tenido una altura máxima de 18 m y la cavidad se desarrolló hacia el norte.
- El segundo colapso se encontró aproximadamente 20 m más adelante hacia la caverna de máquinas. La cavidad tuvo también una altura aproximada de 18 m. El material del colapso bloqueó casi por completo este túnel de acceso, dejando apenas una pequeña abertura en la bóveda (Figura 13-34).

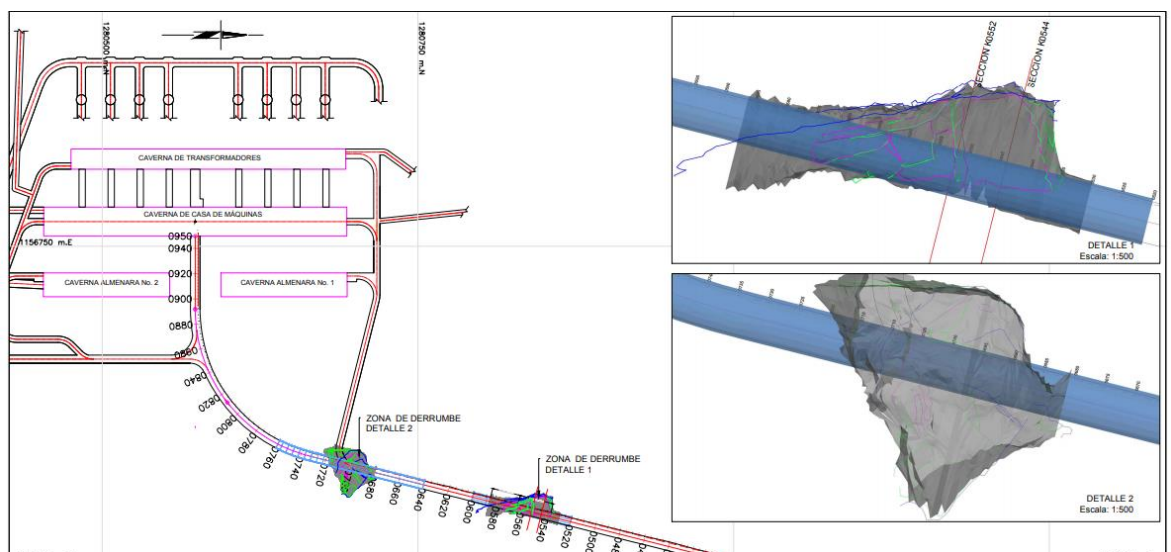


Figura 13-34: Esquema de los dos Colapsos en el Túnel de Acceso a la Caverna de Máquinas

Las galerías de construcción sur se encontraron colapsadas y cubiertas por escombros arrastrados por el paso del agua, además del material rocoso de colapsos varios in-situ en la zona (volumen descomprimido, abierto e inestable del sector sur). Los trabajos de reparación en esta zona han avanzado de manera lenta, parrillas de pernos de acero inyectados sub horizontales hacia delante del frente, de pre-soporte, además de la colocación sistemática de con marcos de acero sistemáticos, a razón de 1 cada 0,5 m entre sí, y de soporte de shotcrete reforzados con 1 o 2 mallas, aunque sin mayor inconvenientes ni dificultades técnicas.

En la casa de máquinas se encontró una pila de escombros y de relleno detrítico de arrastre de las aguas de desvío, que cubren gran parte del lado sur (desde la unidad 4) y en menor

medida el lado norte. El punto más alto de esta pila se ubicaba aproximadamente 10 m bajo la bóveda de la caverna. En general, el soporte de la bóveda se observó en buen estado y estable, aunque presentando algunos daños puntuales notorios hacia el extremo sur.

En el hastial izquierdo (aguas abajo), zona norte, se observaron socavaciones significativas, la más relevante es la de la zona baja que generó una conexión con la almenara norte, donde el pilar rocoso, de 30 m de espesor entre ambas cavernas, fue completamente socavado. En las zonas no socavadas del mismo hastial, el soporte se encontró muy dañado en algunos sectores, también dañado.

La pared derecha (aguas arriba) también presentó socavaciones, aunque menores que las de la pared izquierda. Estas se encuentran principalmente ubicadas en la salida de las conducciones 1 y 2.

La pared (culata) norte también presentó una socavación importante en la zona media a baja, que se extendía hasta el extremo norte del hastial derecho, por el costado de aguas arriba u oeste (Figura 13-35).

Se estima que, en buena medida, la estabilidad de la caverna se vio favorecida por el ingreso y depósito de material. A pesar de todos los daños antes descritos, la condición general de la caverna de máquinas en tal condición era estable.



Figura 13-35: Vista de los daños en la Caverna de Máquinas

Almenara Sur

Producto de la contingencia, la almenara sur recibió una gran cantidad de escombros, lo que ha dificultado su inspección y análisis, por falta de acceso; sólo se conoce el estado de su bóveda y parte superior de ambas paredes (hombros), en que el soporte está poco afectado. A la fecha de este informe esta caverna aun no es del todo accesible.

Falta, por supuesto, conocer el estado en la parte media e inferior de esta caverna.

Almenara Norte

En la entrada a la almenara norte, hacia el oeste, se encontró una excavación que conecta con el pozo de ventilación.

La almenara norte presentó una socavación de gran magnitud en su pared derecha (aguas arriba). En la zona baja, la socavación removió completamente el pilar rocoso, de unos 30 m de espesor, quedando conectada esta almenara con la caverna de máquinas. Hacia arriba, aunque se mantiene la socavación, aumenta el espesor del pilar remanente que quedó “colgado”.

En la pared izquierda (aguas abajo), se observa también dos socavaciones. Una justo sobre la descarga 1 y otra al extremo sur de esta misma pared, donde se presenta un colapso de volumen importante asociado a la falla Mellizos (Figura 13-36).

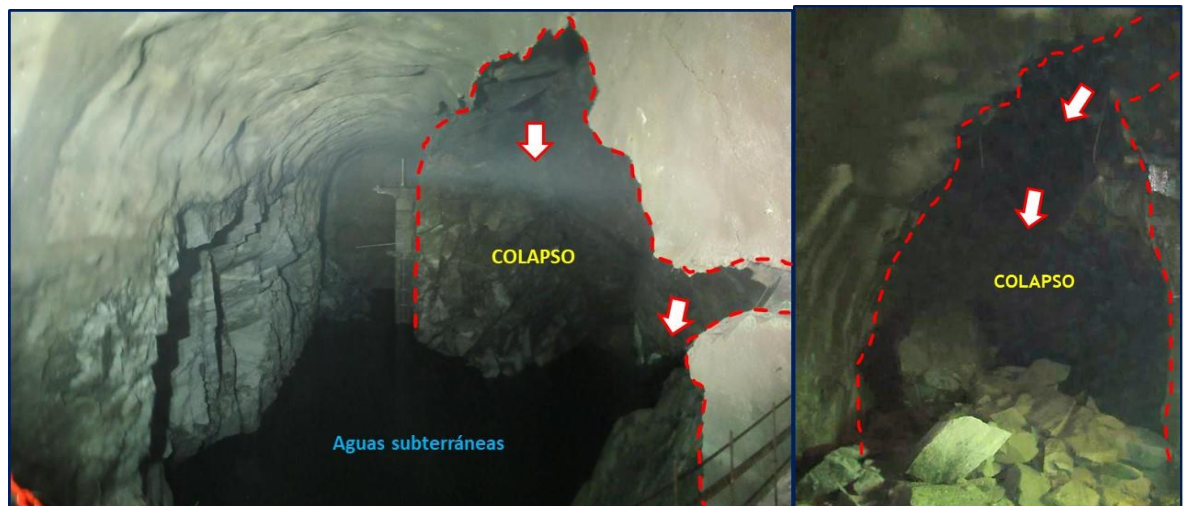


Figura 13-36: Vista de la Almenara Norte(Izq.) y del colapso en el pique de ventilación (Der.).

Caverna de Transformadores

Esta caverna se encontró, en general, en buen estado estructural. La bóveda se apreciaba con algunos agrietamientos locales, pero estable. La zona sur quedó más afectada que la zona norte, producto principalmente de la presencia del ramal de la falla Mellizo, que cruza precisamente por el extremo sur de esta caverna, donde se aprecian notorios agrietamientos abiertos.

Los agrietamientos más significativos se disponen horizontalmente cercanos a ambos hombros de la caverna, desde la zona central hasta la zona del extremo sur. Esta zona sur presentó mayor nivel de agrietamientos.

Los sedimentos de arrastre de las aguas de desvío y escombros cubrieron totalmente el piso de esta caverna, particularmente el lado este de la misma (hacia caverna de máquinas).

Las galerías de construcción sur en el cruce con la caverna de transformadores se encontraron llenas de sedimentos originados por colapsos de las obras subterráneas del sector (Figura 13-37).



Figura 13-37: Daños en el equipamiento eléctrico (Izq.) y en la fortificación de la bóveda del lado sur de la caverna de transformadores (Der.).

A-2.2.2.3 Medidas Constructivas de Soporte y de Reparación

En términos generales, a pesar de los grandes daños producto de la contingencia, la estabilidad global de las cavernas se mantuvo. La reparación en este sector se basa en técnicas y materiales comunes para este tipo de obras. Por esta razón, más allá de los costos y plazos que pueda tomar, con la información actualmente disponible, no existen dudas respecto a la capacidad técnica de rehabilitar todas estas obras, esto es colocación de anclajes o tensores y pernos de acero sistemáticos, malla y shotcrete, además del relleno de oquedades con hormigón.

La siguiente Figura 13-38 resume las zonas que, a Julio del 2021, se encontraban ya reparadas, en reparación, y las que aún no han sido inspeccionadas pues se encuentran colapsadas.

ÁREAS INSPECCIONADAS Y ZONAS REHABILITADAS

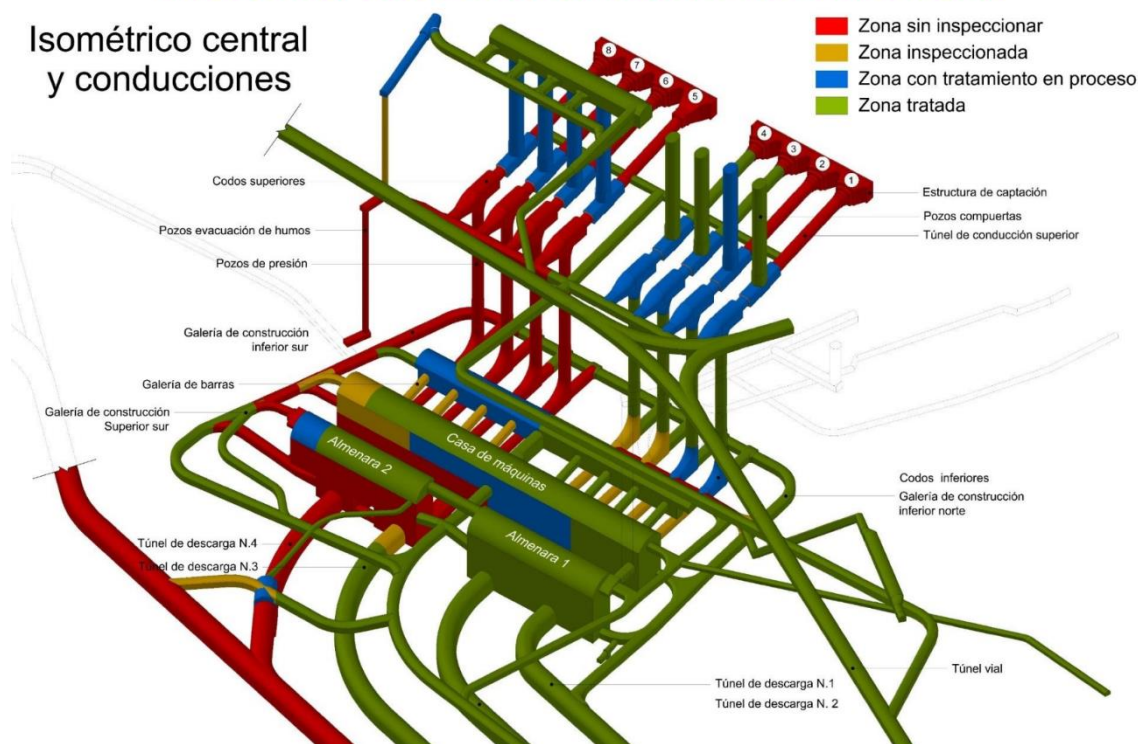


Figura 13-38: Esquema indicando el estado de las distintas zonas del área de cavernas y conducciones

A continuación, se describe algunas de las reparaciones más relevantes en el sector.

Colapsos en los accesos

Para las reparaciones de cada sector colapsado se utilizan técnicas y materiales de uso convencional: remoción de material derrumbado, spilling, colocación de malla y shotcrete, cables y/o tensores, relleno de hormigón, inyecciones de consolidación, dependiendo de la magnitud de cada caso. Las zonas ya reparadas han mostrado ser estables. El proceso de reparación ha sido lento en algunos casos, pero sin mayores incertidumbres técnicas.

Actualmente, los trabajos se concentran principalmente en la zona sur, donde se está instalando soporte pesado (incluyendo marcos de acero sistemáticos y parrillas de pernos sub horizontales, que se instalan e inyectan delante del frente) para poder recuperar las obras. El avance de estos trabajos a Julio 2021 se resume en la siguiente Tabla 13-5.

Tabla 13-5: Avance en los Tratamientos de los Accesos a Caverna de Máquinas

| Avance en tratamientos galerías de construcción de la central | | | |
|--|----------------------------------|-------------------------|-----------------|
| Ítem | Cantidad total a ejecutar | Avance Acumulado | % Avance |
| Galería inferior sur | 542 m | 362,0 m | 66,8% |
| Galería superior sur | 315,5 m | 260,3 m | 82,5% |
| Galería inferior norte | 285 m | 285 m | 100% |
| Recuperación de solera en túnel de acceso a casa de máquinas | | | |
| Losa carril izquierdo | 684 m | 448 m | 65,5% |
| Losa carril derecho | 684 m | 431 m | 63,1% |

En definitiva, a pesar del nivel de daños en los accesos, no hay dudas técnicas de que estos sectores puedan ser estabilizados de buena manera y sin mayores desafíos.

Pilar Almenara Norte-Caverna de Máquinas

Los trabajos en este lugar comenzaron con la estabilización del techo de la zona derrumbada mediante la instalación de tensores desde el Nicho galería 290, como se muestra en la siguiente Figura 13-39.

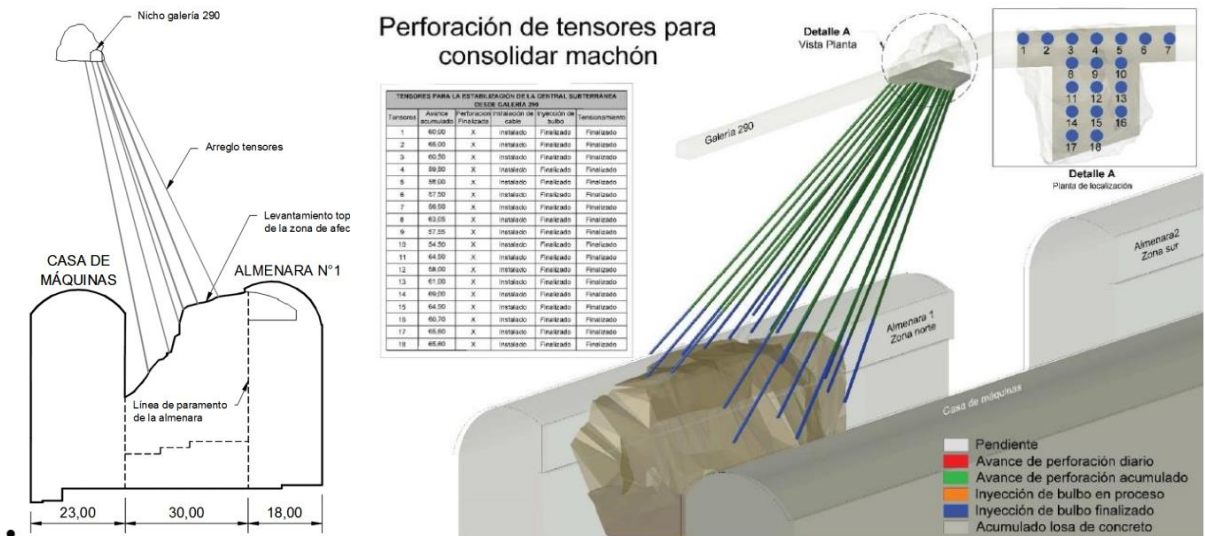


Figura 13-39: Tensores para asegurar la estabilidad del pilar remanente Almenara Norte-Caverna de Máquinas

Posteriormente, se realizó un llenado con material granular de la almenara norte y parte de la caverna de máquinas (sector Norte). Esto, además de aumentar la estabilidad de ambas cavernas generó una plataforma de trabajo que permitió, en el caso de la almenara, la reparación de las zonas afectadas, lo cual se realizó mediante el lanzamiento de shotcrete reforzado con una o dos mallas electrosoldadas, pernos y anclajes o tensores, reposiciones de concreto e inyecciones de consolidación, según fuera necesario.

Este tratamiento avanzó a medida que se retiró el material de relleno. De esta forma, se reconstruyó el pilar entre ambas cavernas, mediante el vaciado controlado de hormigón en etapas o capas. La siguiente Figura 13-40 es esquemática y muestra el concepto utilizado en esta reparación, la que se encuentra prácticamente finalizada a la fecha de este informe. La metodología parece ser adecuada y una correcta ejecución de ésta debiera generar la estabilidad necesaria para esta obra.

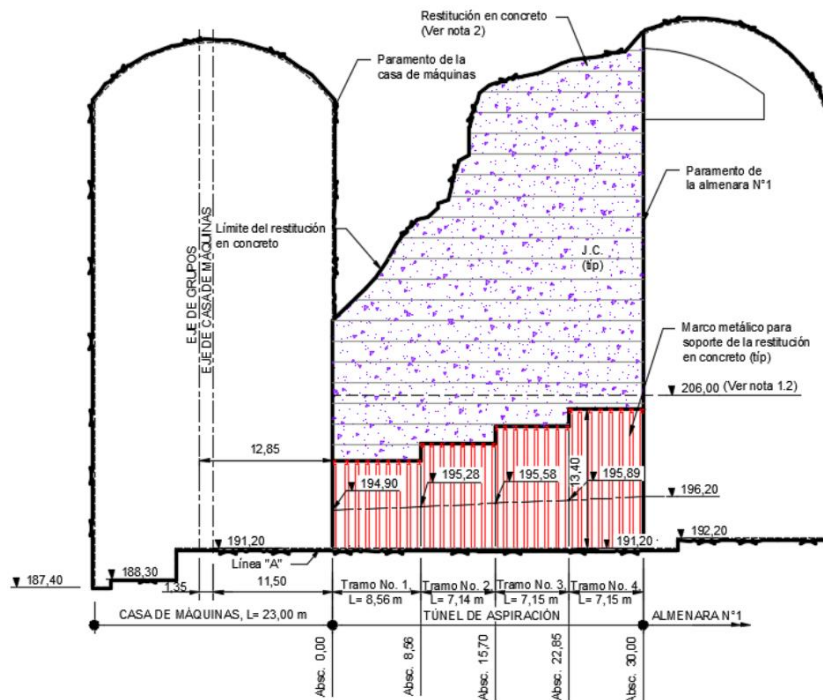


Figura 13-40: Esquema de reconstrucción del Pilar entre ambas Cavernas

Cavernas

Como fue mencionado anteriormente, las cavernas sufrieron un nivel de daño que, si bien fue muy importante, no afectó de manera global su estabilidad. Los trabajos de reparación han consistido principalmente en limpieza de escombros, demolición de concretos dañados, re-fortificación de zonas afectadas con elementos de fortificación convencional, inyecciones de consolidación e instalación de un extenso sistema de instrumentación.

Las estaciones de monitoreo existentes en el complejo de cavernas se muestran en la siguiente Figura 13-41.

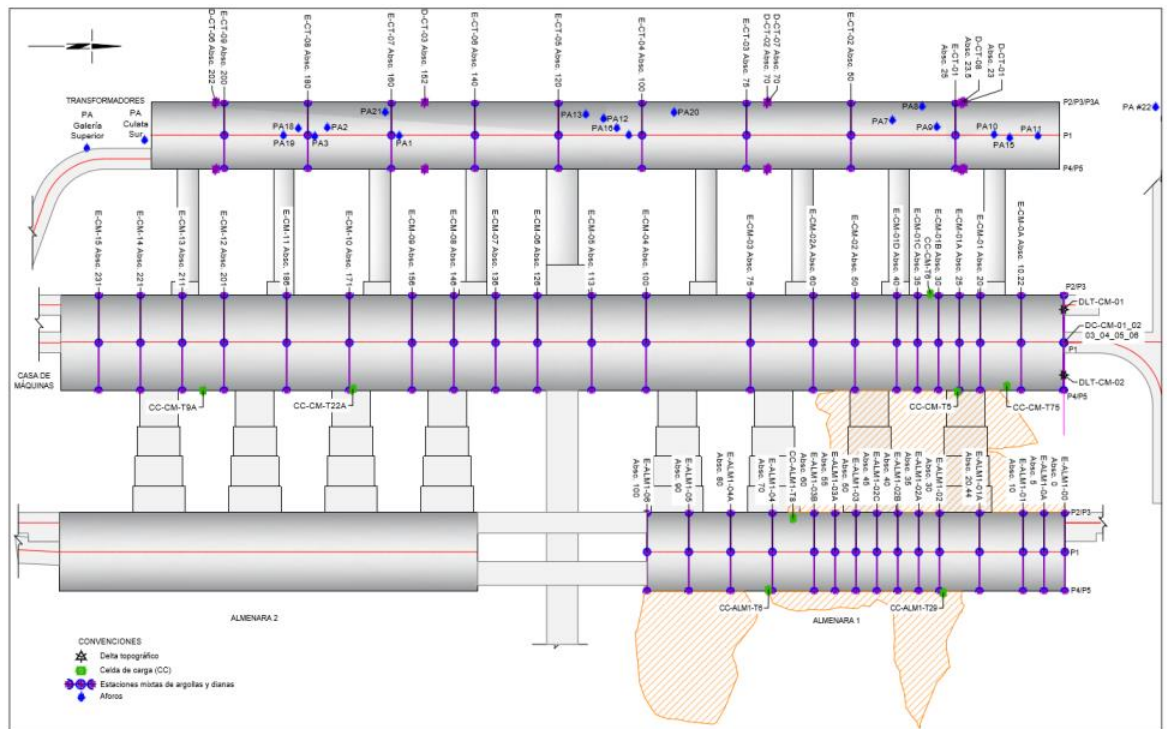


Figura 13-41: Estaciones de Monitoreo instaladas en el Complejo de Cavernas

El principal elemento de monitoreo son los extensómetros multipunto de longitudes entre 15 y 20 m (hay 28 instalados en Caverna de Máquinas, 10 en la Almenara 1 (N), 4 en la Almenara 2 (por falta de acceso no se ha instalado más extensómetros en esta caverna), y 38 en la Caverna de Transformadores). Esto se complementa con algunas celdas de carga, piezómetros, escaneo 3D, y mediciones con cinta extensométrica. En términos generales, la instrumentación muestra que todas las cavernas se encuentran estables, lo que coincide con lo observado por Pöyry durante las visitas a terreno.

A-2.2.3 Situación en Túneles de Descarga

A-2.2.3.1 Descripción de las Obras

Cada Caverna de Almenara se conecta con dos Túneles de Descarga, cuatro en total (1 y 2, Almenara norte, 3 y 4 Almenara sur). Cada uno encargado de descargar 337,5 m³/s. Estos tienen una sección en forma de herradura, con un ancho y una altura de 12,3 m. Las longitudes de los túneles son entre 898 m hasta 1.162 m (Descarga 1 hasta Descarga 4).

El Túnel de Descarga 4 se encuentra conectado con la Galería Auxiliar de Desviación GAD. Los túneles empalman con estructuras de hormigón y luego con canales que desembocan finalmente al Río Cauca (Figura 13-42 y Figura 13-43).

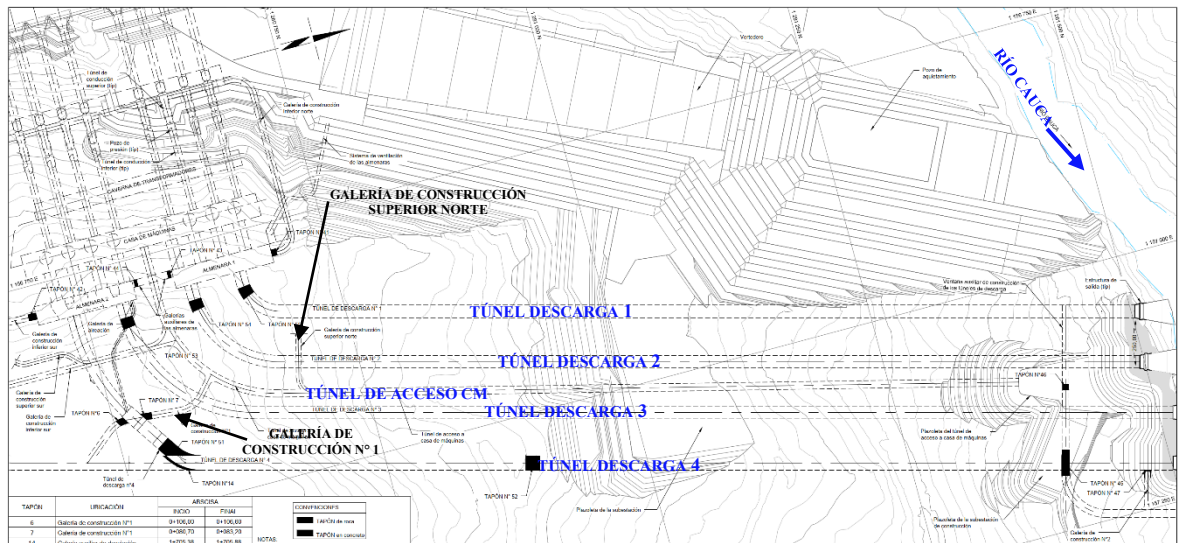


Figura 13-42: Planta de Disposición Geométrica de los Túneles de Descarga y accesos (Plano D-PHI-073-TDS-TA-C-010) (Integral, 2017c)

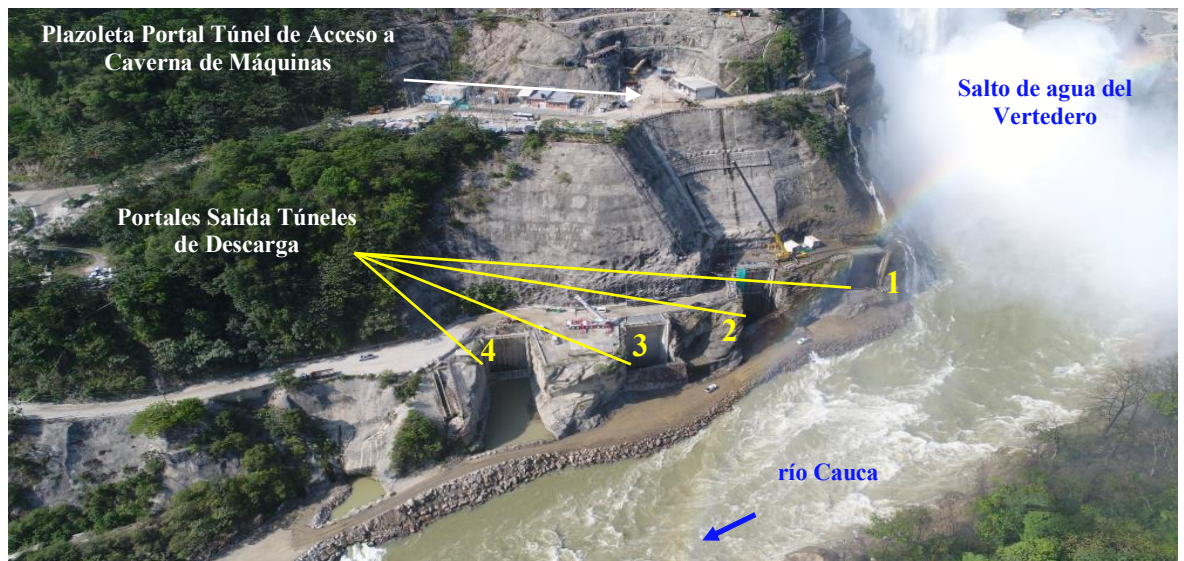


Figura 13-43: Vista salida de Túneles de Descarga 1, 2, 3 y 4. además de la plazoleta del portal de entrada del Túnel de Acceso a Caverna de Máquinas

A-2.2.3.2 Efectos de la Contingencia

Al momento de preparar este informe, las descargas 1, 2 y 3 han sido inspeccionadas. La Descarga 4, por su parte, al estar conectada con la GAD no ha podido ser inspeccionada aún por razones de seguridad. Sin embargo, se presume que no presenta daños significativos. Al momento de la contingencia, la construcción de los túneles de descarga se encontraba finalizada.

De los efectos de la contingencia en las Descargas 1, 2 y 3, se destaca lo siguiente:

- Los Túneles de Descarga se encontraron, en general, en buen estado estructural.
- La excepción a lo anterior es la zona donde las Descargas 1 y 2 conectan con la Almenara norte, donde se observó algunos daños. En el caso de la Descarga 3, al acercarse a la Almenara sur se observa un volumen importante de bloques de gran tamaño. Estos corresponden a bloques arrastrados por el agua desviada y también a derrumbes de bloques en tal sector.
- En estos túneles se acumuló un importante relleno proveniente del sistema de conducción y de los colapsos ocurridos en la zona de las cavernas. También se apreció el arrastre de chatarra de equipos mecánicos, tuberías y losas de hormigón destruidas, y de grandes bloques rocosos métricos y menores, producto de colapsos.
- Los componentes mecánicos, como compuertas y stoplogs, también sufrieron daños importantes.

A-2.2.3.3 Medidas Constructivas de Reparación y Soporte

El estado de las Descargas post-contingencia es bueno y han requerido trabajos que no representan mayor desafío para el proyecto. Estos han consistido principalmente en remoción de escombros y reparaciones en equipamiento hidromecánico que fue arrastrado durante el periodo de descarga a través de la casa de máquinas.

Falta por definirse los trabajos en la Descarga 4, aún no inspeccionada.

A-2.2.4 Situación en Túneles de Desvíos

A-2.2.4.1 Descripción de las Obras

Los Túneles de Desvío comienzan como cuatro túneles cortos que luego conforman dos Túneles de Desvío (izquierdo y derecho), a la cota de piso 219 msnm. El gran corte de emplazamiento de la plazoleta de compuertas (hasta la cota 260 msnm), está hoy derrumbada, hasta más arriba del nivel máximo de embalse de esta presa, situación que se analiza más adelante en este informe.

Los túneles principales tienen longitudes de 1.004 m el izquierdo y 1.078 m el derecho. Ambos túneles se diseñaron con una sección hidráulica de 14 m de ancho por 14 m de altura, con bóveda semicircular de 7 m de radio, y paredes verticales.

En los portales de salida de estos túneles, se excavó en los materiales aluvio-torrenciales del río Ituango, hasta poner al descubierto la roca sana.

Cabe destacar que el piso de los túneles de desviación fue mayoritariamente revestido con una losa de concreto de 0,30 m de espesor, anclada con pernos tipo BAL 8 de 2 m de longitud y espaciados cada 2 m y dispuestos al tresbolillo, lo que no se hizo en el Túnel de Desvío GAD (sólo se hizo en el tramo conjunto con la descarga 4).

Una vez concluida la construcción de la presa y efectuado el llenado del embalse, se tenía proyectada la construcción de dos tapones de concreto definitivos, de 22 m de

longitud cada uno en los túneles de desviación, lo que sólo se alcanzó a construir en el Túnel de Desvío Izquierdo.

Por su parte, la Galería Auxiliar de Desvío (GAD) se excavó mediante el método drill&blast en roca, con una sección transversal tipo medio-punto, la que tiene un diámetro nominal 14,0 m.

La Galería Auxiliar de Desvío (GAD) tenía como objetivo operar como un nuevo túnel de desvío del río Cauca, de forma de posibilitar el cierre de los túneles originales de desvío para la construcción de las obras definitivas para control de caudal y cierre del paso del agua mediante la construcción de tapones definitivos. Este túnel de desvío adicional comenzó a operar a fines de 2017 (Figura 13-44).

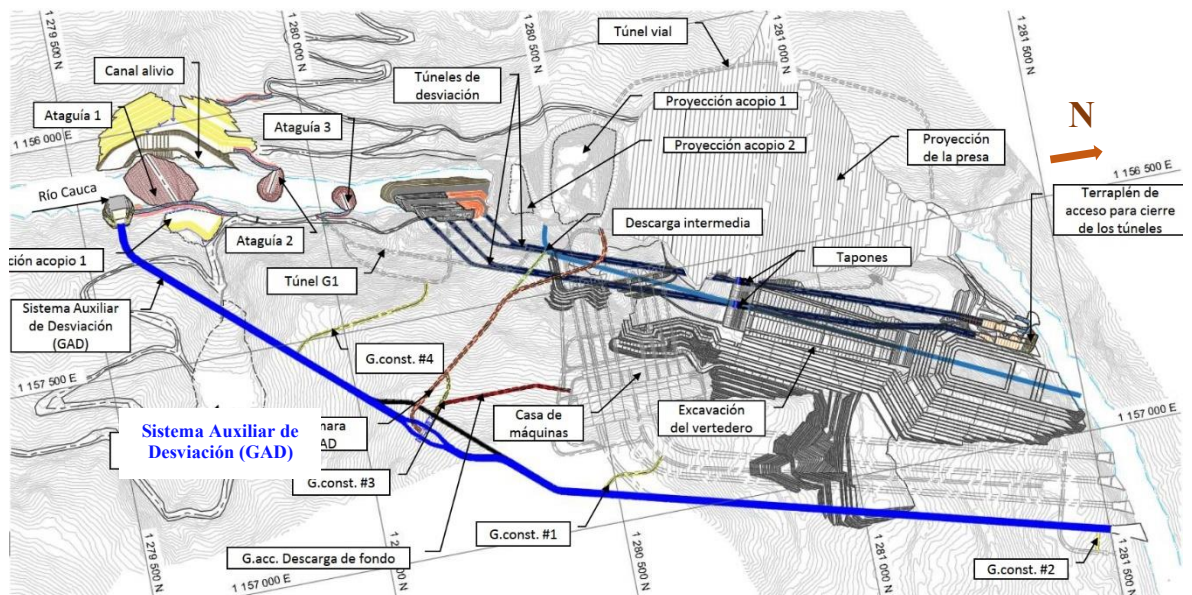


Figura 13-44: Planta donde se presenta el trazado del esquema de construcción de la Galería de Auxiliar de Desvío (GAD), además del trazado de los Túneles de Desvío Izquierdo y Derecho.

A-2.2.4.2 Efectos de la Contingencia

Desde finales de marzo de 2018, el río Cauca permanecía desviado únicamente a través de la galería GAD, la que estaba programada para cerrarse el 1 de julio de 2018, con el objeto de iniciar al llenado programado del embalse.

No obstante, el 28 de abril de 2018, ocurrió la contingencia gatillada por el colapso en un tramo localizado inmediatamente más adelante de la curva inicial de la GAD. Al subir el nivel del embalse y aumentar la columna de agua, el colapso se “destapó” durante la noche siguiente, para luego volver a taponarse con material del colapso al siguiente día (30 de abril de 2018), generando un embudo de comunicación con la superficie (“cráter” de subsidencia) a mediodía del 30 de abril de 2018, fecha desde la cual ha permanecido taponado, con una filtración de alrededor de 7 m³/s..

Las inspecciones del robot submarino de la GAD realizadas el 04 mayo de 2018 y el 10 de mayo de 2018 proporcionaron información útil sobre la ubicación aguas arriba de la obstrucción del túnel, y también ayudaron a delinear la ubicación potencial donde se inició el colapso (Figura 13-45 y Figura 13-46).

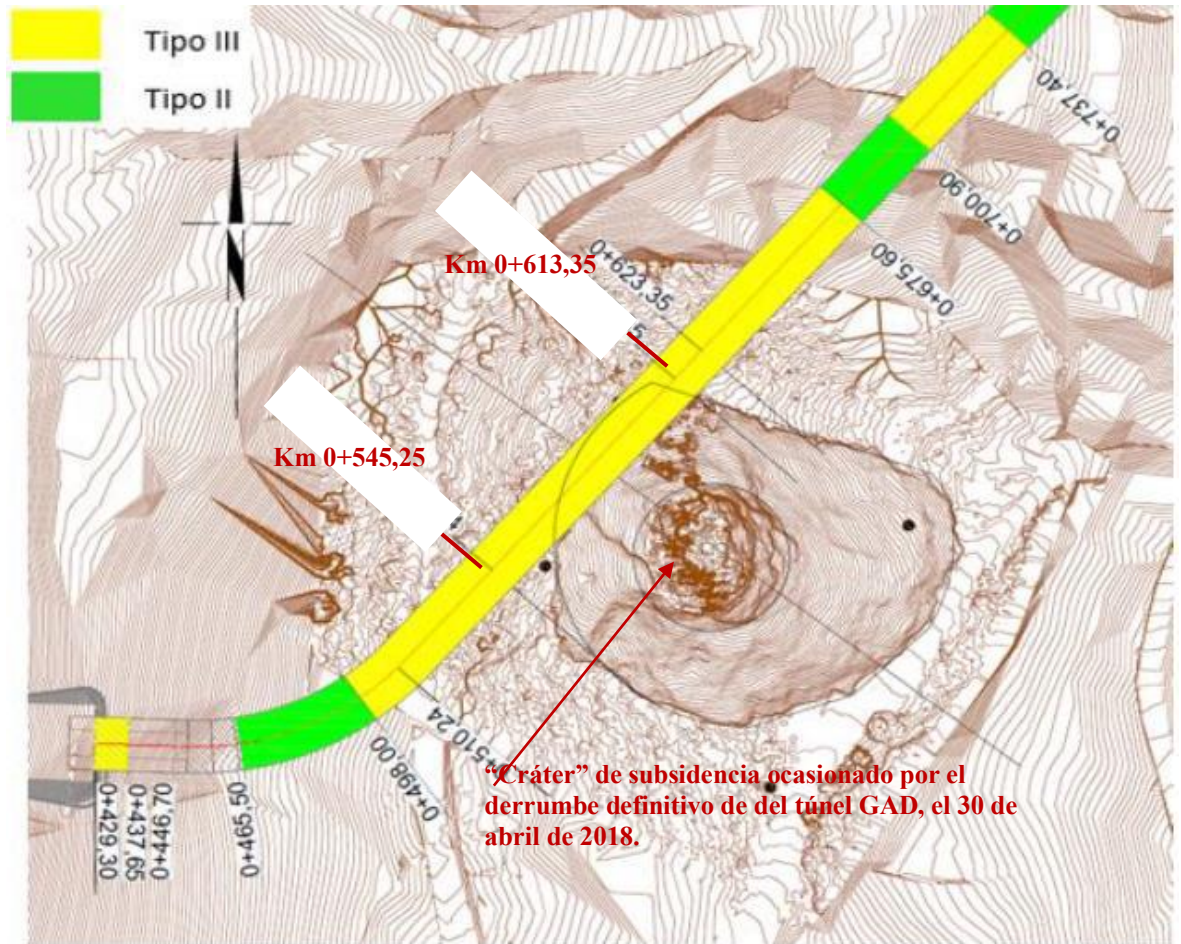


Figura 13-45: Embudo con conexión con la superficie, que afectó a la Galería o Túnel GAD, en las progresivas 0+545,25 y 0+613,35 (longitud total = 68,10 m)

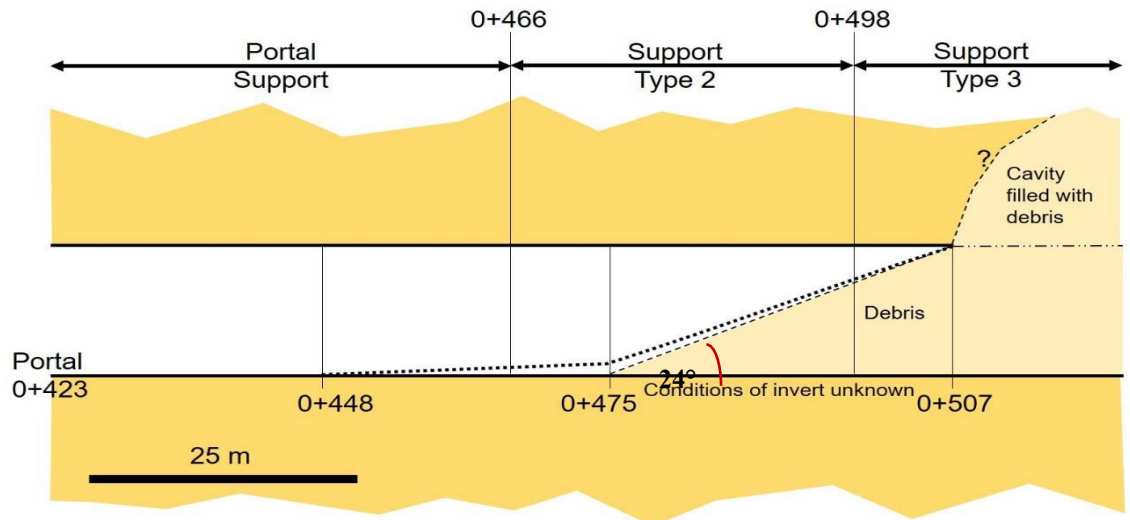


Figura 13-46: La inspección subacuática robotizada permitió apreciar la primera parte del túnel GAD, post derrumbe definitivo, no derrumbada hasta el Km 0+507 (primeros 84 m)

Los efectos de la contingencia en los túneles de desvío fueron muy relevantes y se resumen a continuación:

- Se generó un derrumbe o deslizamiento en superficie de la zona por encima de los portales de los túneles de desvío, generando así una destrucción completa de la entrada a estos túneles. Tal deslizamiento se aprecia incluso más arriba del nivel de aguas máximas de la presa Ituango.
- Probablemente colapsaron los pre-taponos del Túnel de Desvío Derecho, y posteriormente al taponamiento definitivo de la GAD, este túnel súbitamente se destaponó y se taponó nuevamente, en tres oportunidades durante la contingencia, descargando caudales muy importantes, de hasta 6.000 m³/s durante unas pocas horas,, hasta taponarse definitivamente el 12 de mayo de 2018. No obstante, que el 21 de mayo vuelve a filtrar del orden de 50 m³/s que decrecieron con el tiempo. Actualmente, su tapón natural filtra un caudal no menor, del orden de 7-8 m³/s.
- El túnel de desvío izquierdo estaba terminado, con tapón definitivo. No obstante, como producto de la contingencia, se produjo el derrumbe ya mencionado sobre la zona de los portales de estos túneles, en dos pulsos, lo que finalmente obstruyó la entrada a estos túneles. Debido a estas obstrucciones, el nivel del embalse llegó a subir hasta 8 m/día, potenciado por las lluvias ocurridas en tales días.
- Finalmente, todo esto forzó la decisión de desviar el agua del río Cauca, el día 10 de mayo de 2018, a través del sistema de conducción de aguas, las cavernas de generación y túneles de descarga, con las consecuencias que han sido posibles de visualizar y evaluar durante desde el año 2019.

El túnel de desvío derecho se encuentra taponado por los colapsos de la contingencia. Evidentemente, tal condición puede no ser estable en el mediano plazo y genera, por tanto, un riesgo de destaponamiento que es muy relevante para el proyecto y sus alrededores,

razón por la cual se está trabajando en el cierre definitivo de este túnel, que se describe más adelante en este capítulo.

El monitoreo de los caudales remanentes en estos sectores que significan un cierto riesgo residual a un destaponamiento rápido y descontrolado ha mostrado un comportamiento constante durante la fase de evaluación de Pöyry. Esto por lo menos sugiere que la situación se ha estabilizado y que un evento como en los primeros días de la contingencia es muy poco probable.

A-2.2.4.3 Medidas Constructivas de Reparación y Soporte

En los Túneles de Desvío, incluyendo la GAD, se ha realizado una serie de trabajos necesarios para la recuperación de las obras. En este capítulo se menciona las que Pöyry considera más relevantes.

Cierre de la GAD

Se realizó un intenso trabajo para rehabilitar las compuertas de la GAD, las que finalmente fueron cerradas con éxito. Posteriormente, se vació concreto aguas arriba de las compuertas para reforzar aún más esa zona y evitar que la presión de agua levante parcialmente las compuertas aumentando el flujo de agua. Por ahora, el flujo de agua de la GAD está siendo canalizado a través de un sistema bypass que descarga en el mismo túnel GAD (Figura 13-47). Esta situación se mantendrá hasta que se haya finalizado la puesta en marcha de un nuevo sistema de bypass que desviará el agua desde la GAD hasta la Descarga Intermedia. El objetivo de esta medida es que no se presurice la zona de compuertas de la GAD ni el macizo rocoso circundante mientras se ejecutan trabajos en el área. Este sistema de bypass está, a la fecha de este informe, ya construido y en pruebas finales previo a comenzar su operación.

Una vez que esté operativo el bypass GAD-DI, no habrá más flujo en el Túnel de Descarga 4 ni en la GAD aguas abajo de las compuertas, de modo que se podrá entrar de manera segura a realizar el taponamiento definitivo de este túnel mediante la construcción de dos tapones contra las compuertas de la GAD y de un tapón contra la compuerta de lo que habría sido una descarga de fondo.

Adicionalmente, se han realizado otras obras que permiten asegurar la disponibilidad del frente de trabajo en esta zona, como son el recrecimiento del tapón A y del tapón 12, y el vaciado de concreto en los nichos para válvulas del bypass directo, y taponamiento total o parcial de galerías de este sector, entre otros.

Pöyry considera que la metodología de taponamiento de la GAD parece ser la adecuada y si se ejecuta de manera correcta, debiera llevar a una condición segura para el taponamiento definitivo (Figura 13-48 y Figura 13-49).

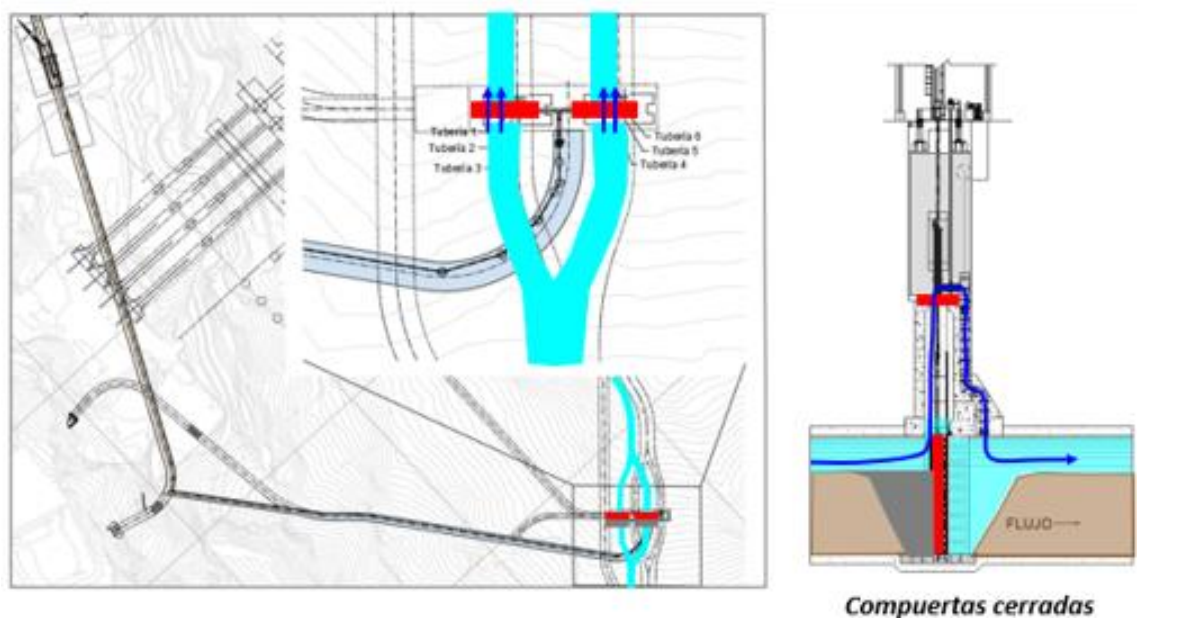


Figura 13-47: Bypass directo sobre las compuertas de la GAD

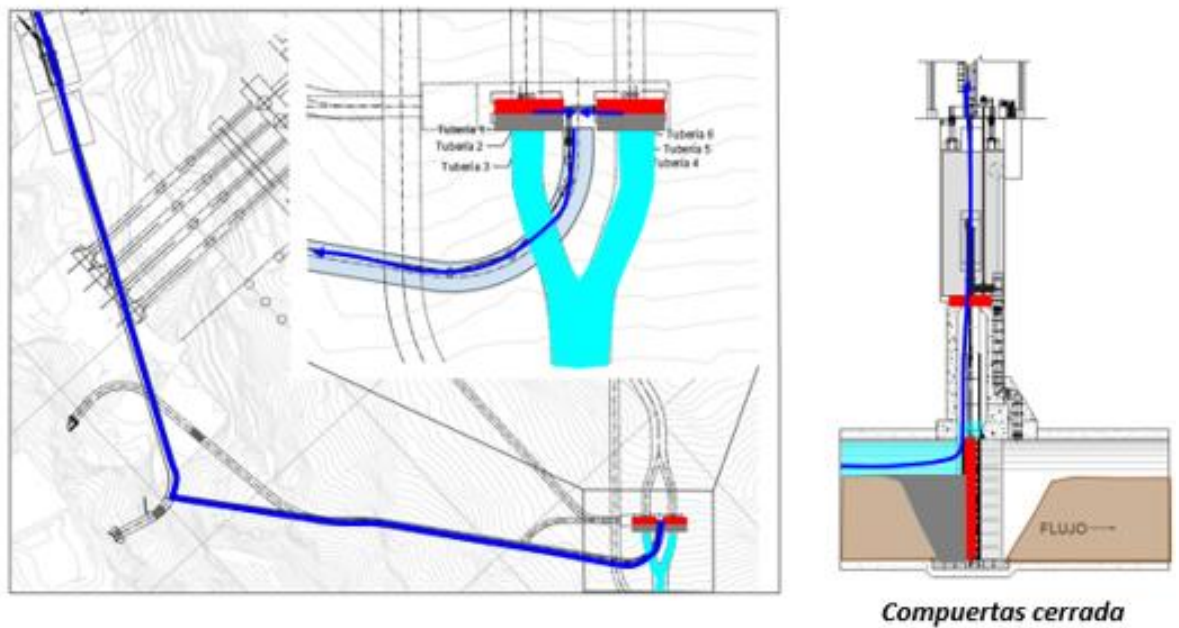


Figura 13-48: Bypass hacia la Descarga Intermedia que permitirá el cierre de las válvulas del bypass directo y el término del flujo en la descarga 4

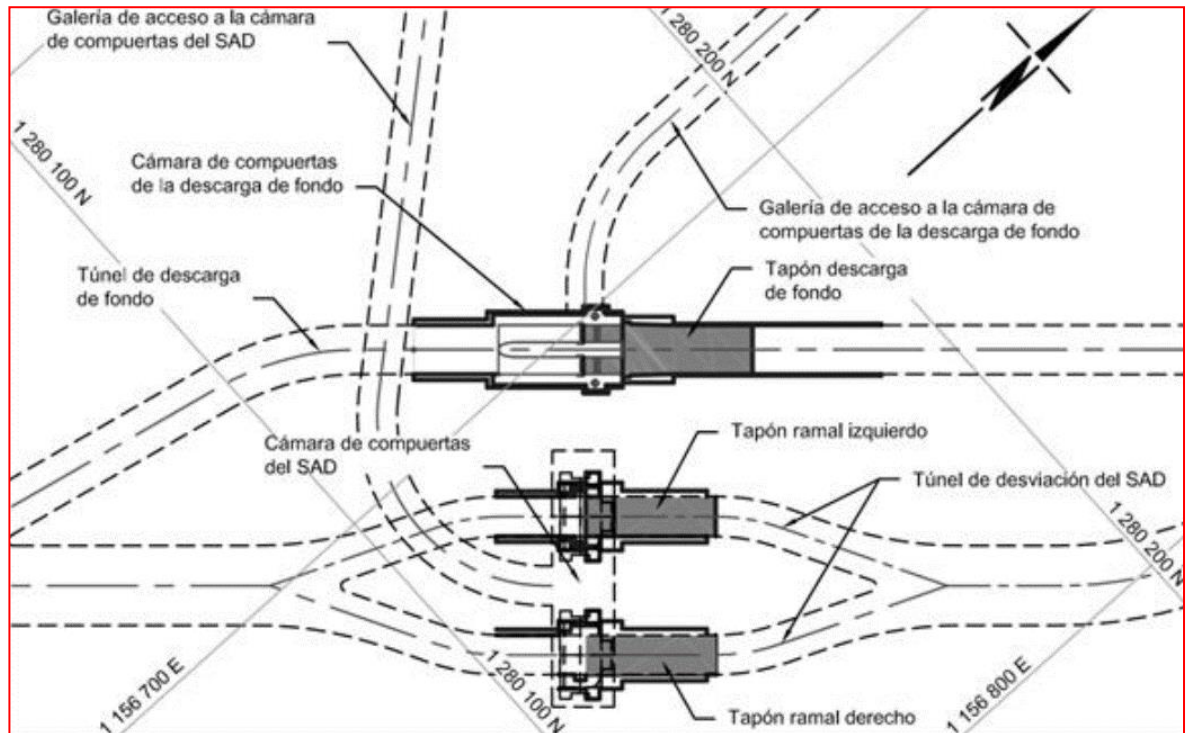


Figura 13-49: Tapones definitivos por ejecutar en la zona de la GAD

Cierre del Túnel de Desvío Derecho (TDD)

El Túnel de Desvío Derecho presenta actualmente filtraciones del orden de 7-8 m³/s y se encuentra taponado por el derrumbe natural ocurrido durante la contingencia, situación que evidentemente genera un riesgo y debe ser remediada. En ese contexto, el cierre definitivo de esta obra incluye, principalmente, la construcción del llamado “Pretapón 2” y posteriormente la construcción del “Pretapón 1”, aguas abajo del Pretapón 2, resultan esenciales para poder finalmente colocar el tapón definitivo.

Entre ambos taponos se generará una zona seca, que es donde finalmente se construirá el tapón definitivo, como se esquematiza en la siguiente Figura 13-50.

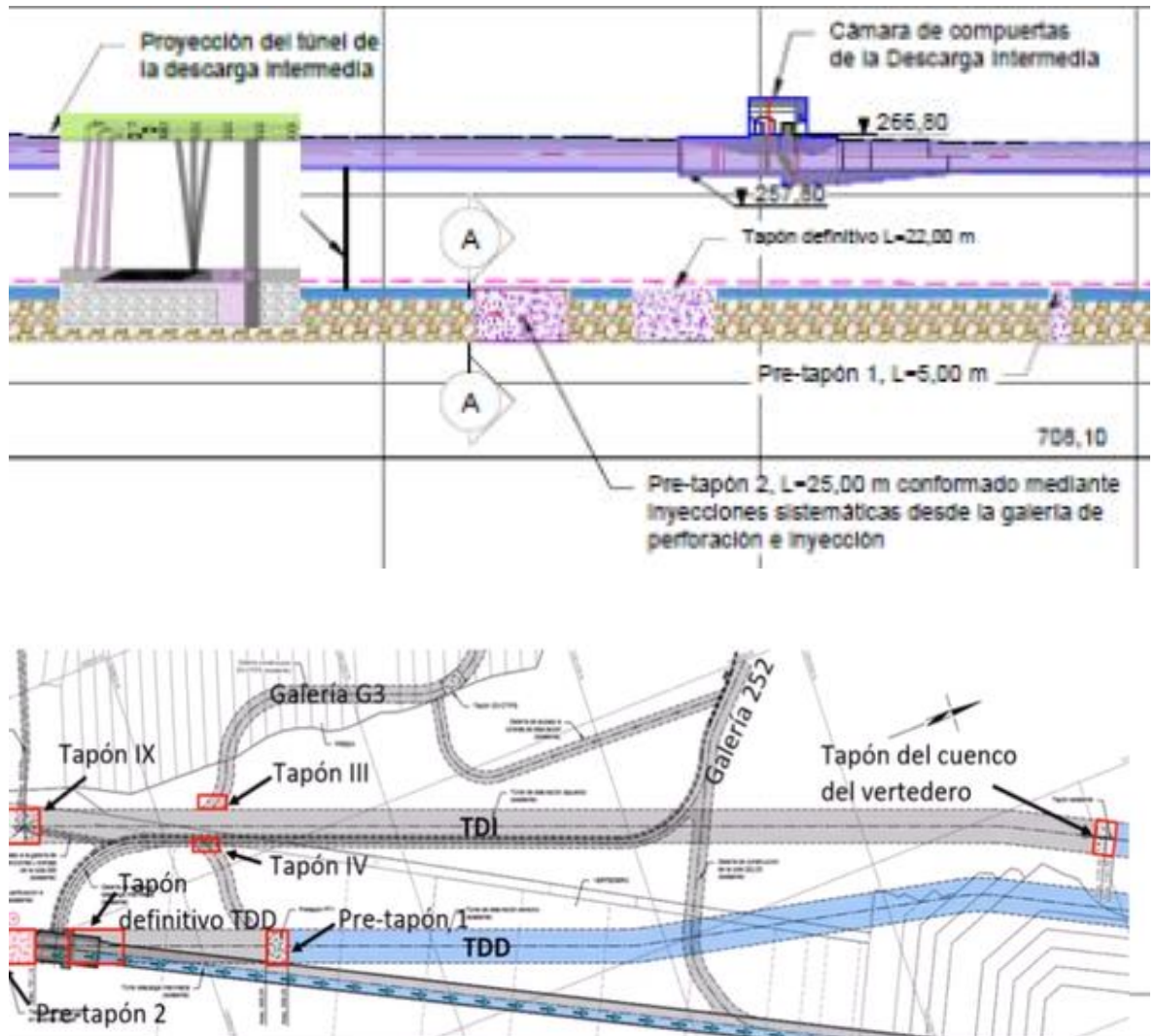


Figura 13-50: Esquema para el cierre definitivo del Túnel de Desvío Derecho

La construcción del Pretapón 2 se realiza principalmente desde la Descarga Intermedia. La construcción se puede resumir en lo siguiente:

1. Instalación de un arreglo de 63 micropilotes en tubería de acero desde la DI que atravasaran verticalmente la sección completa del TDD;
2. Consolidación del sedimento grueso de taponamiento natural del TDD, en un tramo de 8 m de longitud, mediante inyección de morteros, resinas y lechadas de consolidación;
3. Habilitación de un sistema de By Pass desde el TDD hacia la DI, a través de los 3 pozos de aguas arriba, de 1,0 m de diámetro libre, lo que limitará las presiones a aproximadamente 45 mca durante el proceso constructivo;
4. Lanzamiento de esferas de nylon mediante perforaciones downboring, a través de los 3 pozos de aguas abajo, también de 1,0 m de diámetro libre; estas esferas debieran ser retenidas mecánicamente por los micropilotes;

5. Encima de los sedimentos del TDD se construirá un filtro granular mediante inyección de arenas y gravas, a través de los pozos de aguas abajo, de 1,0 m de diámetro cada uno;
6. El filtro antes mencionado atenuará el flujo del agua en la zona, lo que permitirá la consolidación de las arenas y gravas mediante inyecciones, finalizando así, el pretapón 2. Ver Figura 13-51.

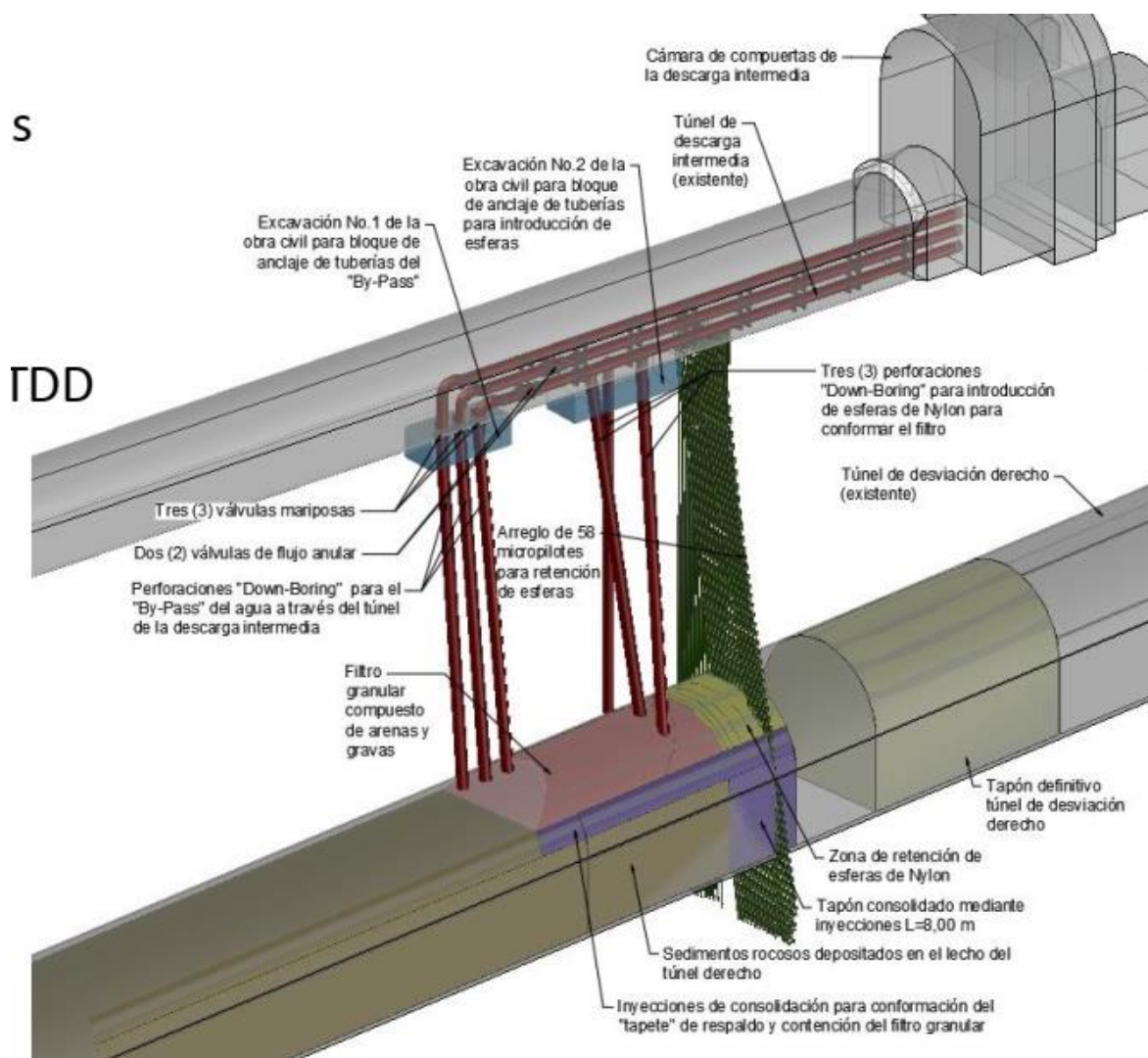


Figura 13-51: Metodología para construcción Pretapón 2

El avance de estas actividades a Julio del 2021 se muestra en la siguiente tabla:

| Actividades para el pre tapón 2 | | | |
|---|------------------|---------------------|----------|
| Ítem | Avance acumulado | Cantidad a ejecutar | % avance |
| Lleno de la perforación primaria con mortero | 33 un | 33 un | 100% |
| Re perforaciones secundarias | 23 un | 23 un | 100% |
| Inyecciones consolidación secundarias con lechada | 20 un | 23 un | 87% |
| Inyecciones secundarias con resina | 7 un | 23 un | 30,4% |
| Perforaciones e inyección de perforaciones terciarias | 54 un | 54 un | 100% |
| Perforaciones para slurries | 12 un | 15 un | 80,0% |
| Perforación e instalación tubería micro-pilotes de L= 58 m | 58 un | 58 un | 100% |
| Perforación e instalación tubería micro-pilotes adicionales | 5 un | 5 un | 100% |
| Inyección micro pilotes en zona del macizo rocoso inferior | 58 un | 58 un | 100% |
| Inyección micro pilotes en zona de sedimentos con lechada | 58 un | 58 un | 100% |

EPM ha realizado diversos estudios para corroborar los diseños de este pretapón y para evaluar su eficacia y suficiencia. Dentro de esto, destaca el modelo realizado por la Universidad de Utah (Figura 13-52), que entrega conclusiones positivas de la metodología propuesta.

Sin embargo, dada la falta de antecedentes de las técnicas antes mencionadas, es difícil asegurar el éxito total del pretapón 2 y no es descartable que se deba recurrir a algunas técnicas de apoyo adicional para la finalización de esta actividad, opciones que ya están siendo diseñadas conceptualmente, como planes B o más, adicionales. Pöyry está de acuerdo con estas medidas, pero mantiene un nivel de incerteza sobre esta actividad.

La construcción de este pretapón es, sin duda, la etapa más compleja del cierre del TDD. La posterior construcción de pretapón 1 y del tapón definitivo no debieran significar mayor desafío para el proyecto.



Vista general del modelo



Reproducción del sedimento de fondo



Zona de micro-pilotes

Figura 13-52: Modelo físico a escala realizado por la Universidad de Utah.

Es fundamental que EPM realice un correcto monitoreo de los flujos de agua para poder ir evaluando el efecto de los trabajos y asegurar su éxito previo a continuar con el resto de la secuencia constructiva.

A-2.2.5 Túnel Vial

A-2.2.5.1 Descripción de las Obras

El Túnel Vial tiene una longitud total de aproximadamente 1.180 m y tiene una cota promedio de aproximadamente 435 msnm. Es un túnel que fue construido para tránsito vial

público, de las comunidades de la zona, y debe quedar habilitado como tal. En la Figura 13-53 se aprecia su ubicación en planta.

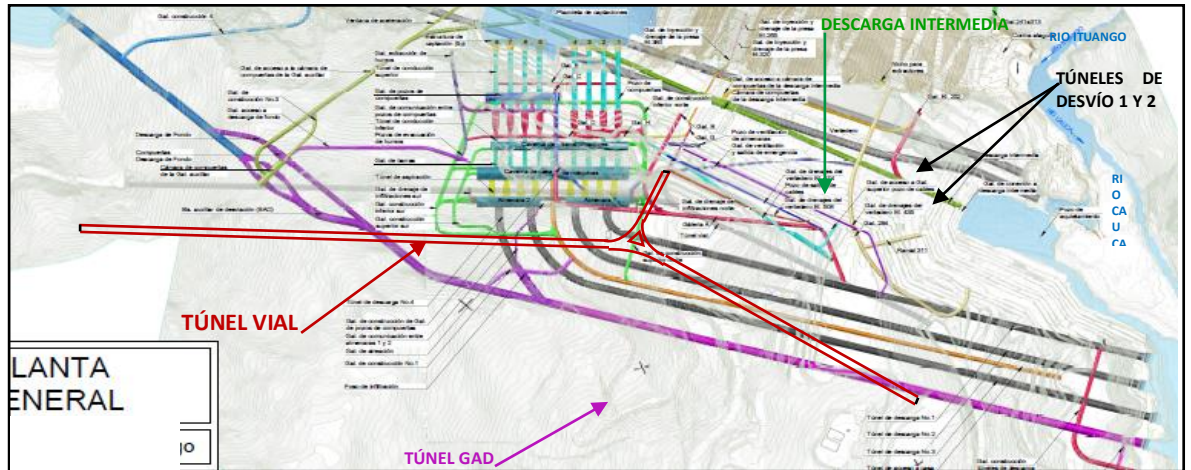


Figura 13-53: Ubicación del Túnel Vial

Como el túnel sirve como parte de la vía pública y no solo para las operaciones del proyecto Ituango, es importante asegurar su estabilidad global para evitar inestabilidades durante su operación y así evitar peligro para los usuarios de este túnel.

Es decir, es importante tanto para la comunidad como para esta central.

A-2.2.5.2 Efectos de la Contingencia

Por efecto de la contingencia, el daño más claro y evidente se generó en las zonas de marcos de acero colocados a 0,75-1,0 m entre sí, de la zona central del Túnel Vial, allí donde cruzan los ramales de las fallas Tocayo y Mellizos, mapeado como rocas de muy mala calidad geotécnica (clase de soporte IV).

Durante una de las primeras visitas, el equipo de Pöyry detectó que se estaban reparando sectores de este túnel (Km 0+065 a 0+110; Km 0+165 a 0+190 y Km 0+205 a 0+215), que corresponden al cruce de ramales de las Fallas Mellizos y Tocayo. En estos sectores incluso se estaban reemplazando marcos de acero dañados (doblados) por marcos nuevos, además de los pernos y concreto lanzado reforzado con malla metálica complementarios.

En algunos tramos de este sector incluso se había reforzado el soporte con la colocación de cerchas metálicas (marcos reticulados), al costado de los marcos de acero. Los daños descritos se produjeron posiblemente por el fenómeno de golpe de ariete generado por la contingencia y consecuente deslizamiento Romerito, incluyendo los súbitos taponamientos y destaponamientos de la GAD y del Túnel de Desvío Derecho. Probablemente, esto se vio favorecido por la menor sobrecarga o techo de este túnel, situado aproximadamente a la cota 435 msnm (Figura 13-54).



PK 0+215

Figura 13-54: Sector con marcos metálicos deformados, en el Km 0+215 del Túnel Vial

Conjuntamente al deterioro del macizo rocoso, también se apreciaron filtraciones de aguas subterráneas, no obstante, de pequeño caudal (no más de 2-3 l/s).

A-2.2.5.3 Medidas de Reparación

Actualmente, este túnel se encuentra totalmente reparado (se reemplazaron los marcos metálicos doblados, se colocaron marcos adicionales, además del correspondiente complemento de malla y shotcrete) y hoy se encuentra en condiciones estables, por lo que no debiera representar un riesgo para el proyecto, siempre y cuando se finalice la estabilización general del macizo rocoso en la ladera derecha.

A-2.3 Deslizamientos en Superficie

Se describen a continuación los deslizamientos que han ocurrido en las cercanías de la zona de presa de la Central Ituango, ladera derecha.

A-2.3.1 Deslizamiento Romerito

Los posibles golpes de ariete generados por la contingencia en el estribo derecho de la presa activaron el deslizamiento Romerito. Luego del 26 de mayo de 2018 se constató que estos grandes esfuerzos ejercidos sobre el macizo rocoso debilitaron un importante sector de las conducciones (zona perturbada sur) y que después, durante el cierre de compuertas y las solicitaciones de aireación, generaron el problema en la parte alta de la ladera derecha de apoyo por encima de la cota 600 msnm, esto es directamente sobre la plazoleta y cámara de compuertas de los ductos superiores de aducción. Ver Figura 13-55, Figura 13-56 y Figura 13-57.



Figura 13-55: Vista del deslizamiento Romerito, después de ubicarlo sobre la plazoleta de compuertas.

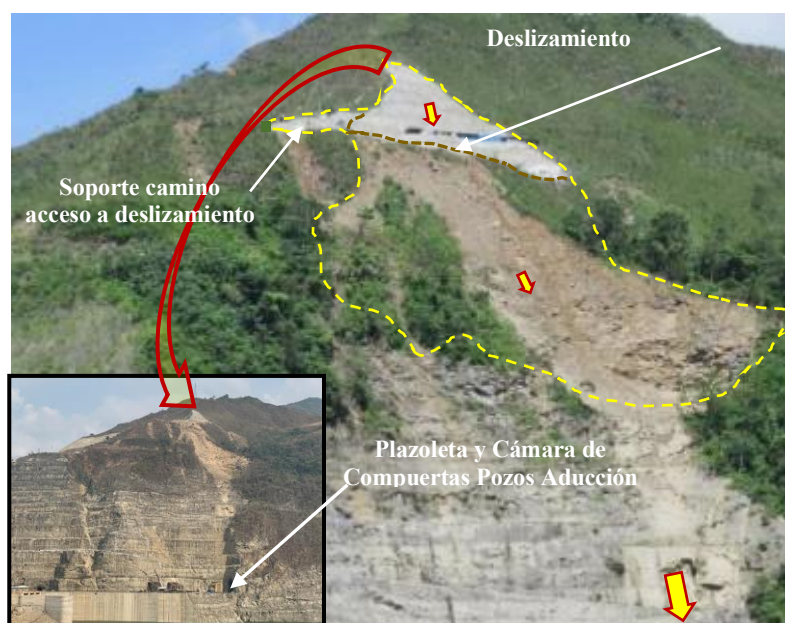


Figura 13-56: Vista panorámica del deslizamiento Romerito

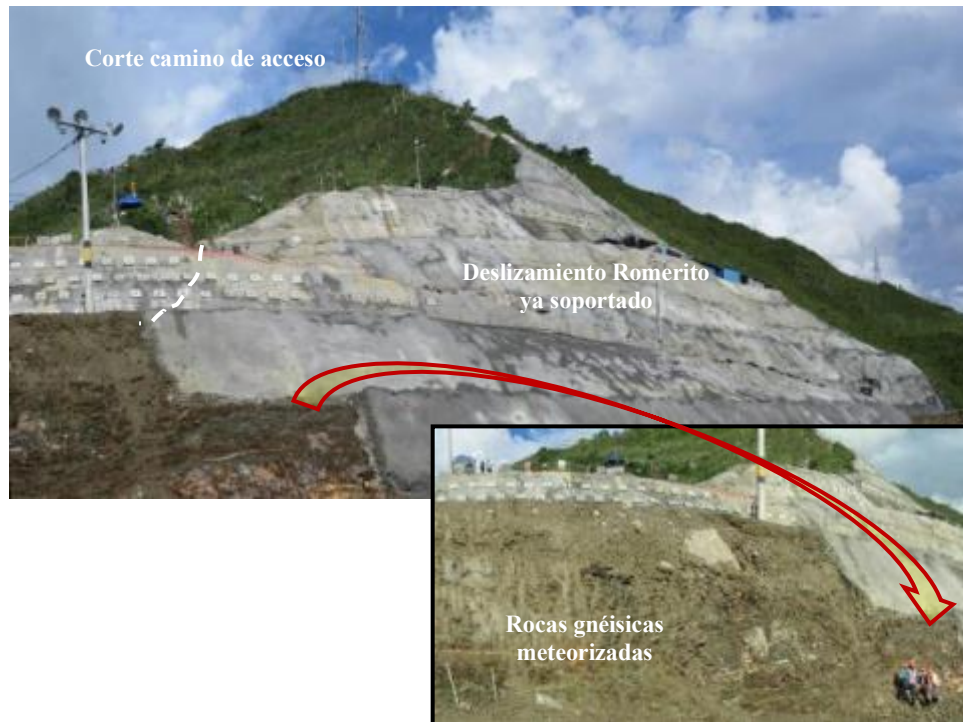


Figura 13-57: Vista de detalle del deslizamiento Romerito, a la elevación en que iba su reparación durante la Visita N° 4 (julio de 2019)

El tratamiento del sector consiste en un sistema de bancos y anchas bermas, del sustrato rocoso meteorizado de este deslizamiento y en la colocación de un soporte pesado que incluye anclajes de hasta 30-40 m de longitud en las partes superiores de este deslizamiento, para luego seguir con pernos sistemáticos de 12 m de longitud, con cabezal de hormigón para no punzar el shotcrete reforzado con malla(s), que al menos con un espesor 15-20 cm, se ha colocado adicionalmente en todo el corte. Sólo falta terminar completar el soporte del embudo inicial y la excavación y soporte de la zona de empalme con el soporte del corte de la plazoleta de pozos de compuertas, ubicada directamente más abajo. Todo lo cual se aprecia en buen estado, pero con grietas de tracción, que están siendo monitoreadas.

Adicionalmente, no se debe olvidar que bajo la cota 600 msnm se encuentra la proyección a superficie de la zona descomprimida, con oquedades y en situación inestable, de la zona inferior de las aducciones 5, 6, 7 y 8, ya reconocida como la zona subterránea más crítica que resta por reparar, y que se ha comprobado tiene conexión directa con el deslizamiento Romerito.

A-2.3.2 Otros Deslizamientos en Margen Derecha

Adicionalmente, y debido a la contingencia y las deformaciones generadas, la ladera de apoyo derecho de este embalse sufrió otros deslizamientos o colapsos mayores. Estos han sido:

- Colapso o deslizamiento y comunicación a superficie (cráter o embudo de

subsistencia) sobre un tramo inicial del Túnel GAD, que originó la contingencia. Actualmente bajo las aguas del embalse, por lo que no se puede intervenir, además de no ser necesario una vez instalado el tapón definitivo de la GAD.

- Colapso o deslizamiento sobre los portales de entrada de los Túneles de Desvío. Este deslizamiento también bajo aguas del embalse un su parte inferior, se continúa en superficie por sobre el nivel del embalse. Pöyry ha inspeccionado este deslizamiento, y observado que ha tenido alguna evolución (caída de bloques y material detrítico no importante). No obstante, la condición de su parte superior y media (suelo coluvial y rocas muy meteorizadas y fracturadas), y la posibilidad de que siga evolucionando pendiente arriba en una zona muy delicada, hace necesario su urgente exploración, instrumentación y trabajos constructivos de drenaje y de soporte. Pöyry estima a priori, deberá ser algo similar a aquel aplicado en el deslizamiento Romerito; al menos, los anclajes o tensores, además de su complemento con shotcrete reforzado con malla no se pueden evitar.



Figura 13-58: Vista del embudo o cráter de subsidencia originado por el colapso final de la GAD, el 30 de abril de 2018. Las flecha indica la transición de suelo a roca.



Figura 13-59: Vista del deslizamiento ocurrido sobre los portales de túneles de desvío, el 16 de mayo de 2018, correspondiente al 2º pulso o evento de este colapso

- Deslizamiento del Sitio 7, S/E y Campamento Militar, en la vertiente ubicada al norte de Romerito. En la última visita de septiembre de 2021, se nos informó y constató que restan sectores puntuales inestables, y que se están reparando en la medida que son detectados, ya sea por la instrumentación y/o visualmente.



Figura 13-60: Vista de la S/E de Ituango, amagada por inestabilidades puntuales y en reparación

A-2.4 Análisis y Evaluación Margen Derecha

En los capítulos anteriores se ha descrito la situación en que se encuentra actualmente la ladera derecha del proyecto, tanto en lo que se refiere al complejo de obras subterráneas emplazadas al interior de esta ladera, como los deslizamientos que han ocurrido en la superficie, cercanos a la zona de presa.

Respecto a las obras subterráneas, Pöyry considera que, si bien los daños son de gran envergadura y complejos, son en su mayoría recuperables mediante la aplicación de técnicas de uso común en obras subterráneas, y que por tanto no debieran representar un mayor desafío técnico para el proyecto. La excepción a tal escenario, lo constituyen:

- Los trabajos subacuáticos en la zona de bocatomas de captación; son técnicas recientes y complejas (digitales y robotizadas, y bajo importante profundidad de agua).
- El taponamiento definitivo del TDD, incluyendo lo más crítico, que es la construcción exitosa del Pretapón 2, hoy en plena construcción; se aprecia un trabajo lento en las inyecciones del material derrumbado del Pre-tapón, y además, ralentizado como otras obras, por la incertidumbre que ha generado el potencial cambio de Contratista del proyecto.
- El efectivo aglutinamiento/consolidación del gran volumen de macizo rocoso perturbado en la zona sur del proyecto de obras subterráneas, que se conecta a superficie con el embudo inicial del deslizamiento Romerito, y cómo va a ser esto controlado y asegurado en el largo plazo.
- La solución del control y manejo del nivel de agua del embalse, cuyo procedimiento expuesto a Pöyry en la última visita de septiembre de 2021, merece varios reparos, y en la práctica no permite bajar el nivel de agua del embalse más allá de la cota 390 msnm, y en tal caso solo en situaciones de estiajes con pocas precipitaciones y con tiempo limitado, es decir depende de la hidrología del río Cauca. Además, se deben tener al menos 4 unidades (N° 1 a 4), generando.

Estas reparaciones y control de nivel del embalse obligarán al uso de técnicas ingenieriles y de construcción que son poco convencionales y/o que, dada la magnitud de su impacto y ejecución, son todo un desafío técnico mayor para EPM y sus asesores.

Los aspectos mencionados son absolutamente fundamentales para la correcta finalización del proyecto. Pöyry considera que las técnicas seleccionadas por EPM son las adecuadas, pero que estas requerirán de un seguimiento/monitoreo/control de calidad detallado durante su ejecución y posteriormente a esto, de tal modo de asegurar la seguridad y la confiabilidad en el largo plazo de las metodologías que se están implementando.

A esto se agrega en el mediano paso, el estudio de viabilidad, diseño y construcción de una descarga intermedia adicionales e independiente, de capacidad suficiente (algo más de 1.000 m³/s), y a una cota que permita bajar el nivel del embalse a la cota de captación actual (350 msnm), en caso de terremotos importantes, o de crecidas extraordinarias, o de mantenciones y reparaciones urgentes de otro tipo de daños en la presa. Esta obra también plantea un desafío constructivo mayor, debido al deterioro del estribo derecho, la mala

calidad geotécnica superficial del apoyo izquierdo, y la ejecución exitosa y segura de la conexión con el embalse, mediante “tiro noruego” o similar.

Respecto a los deslizamientos en superficie, ya se ha planteado bastante anteriormente, y cabe destacar como relevante lo siguiente:

- Se deben continuar los trabajos de excavación y soporte, ojalá lo más posible en roca del deslizamiento Romerito, bajo la cota 600 msnm, en especial en el difícil sector del embudo inicial de subsidencia de este importante fenómeno de remoción en masa. Posteriormente, se debe mejorar la parte superior del embudo mediante inyecciones que permitan estabilizar esta zona.
- A lo anterior, se suma la actividad de finalizar el tratamiento con soporte similar y sistema apropiado de drenaje (contrafosos), del corte alto de la Subestación eléctrica de 500 kV, Campamento Militar y Sitio 7, inmediatamente vecina y hacia al norte del deslizamiento Romerito.
- Así como también, la excavación para banqueo de colocación de soporte en la parte superior del deslizamiento sobre los portales de los túneles de desvío, además de un contrafoso de drenaje en su parte superior. Pöyry recomienda desde ya que este soporte sea similar a aquel que se está colocando actualmente en el deslizamiento Romerito, pues debe eliminar completamente la posibilidad de que siga ampliándose más pendiente arriba y hacia sus costados.

Con respecto al resto de los deslizamientos antiguos del vaso del embalse de la presa Ituango, y aquellos acaecidos recientemente en varios sitios, ya han sido tratados extensamente en el capítulo 7 de este informe.

A-3 SITUACIÓN MARGEN IZQUIERDA

A-3.1 Situación Geológica-Geotécnica

En la fase de reconocimientos se identificaron indicios morfológicos de un antiguo derrumbe en la ladera izquierda del sitio de la presa – el sitio inestable “Vámonos”. Tentativamente se mencionó un espesor de 50 m de material movido. De hecho, aproximadamente por encima de la cota 340 msnm, las excavaciones para la fundación del núcleo encontraron roca de pobre calidad geotécnica.

La excavación avanzó unos 40 m en dirección horizontal de roca tipo IV (mala calidad) en la galería de inyección y drenaje en cota 380 msnm (GID-380). Este reconocimiento se presenta en varios documentos del proyecto desarrollado por Integral (Figura 13-61, Figura 13-62, Figura 13-63, Figura 13-64).

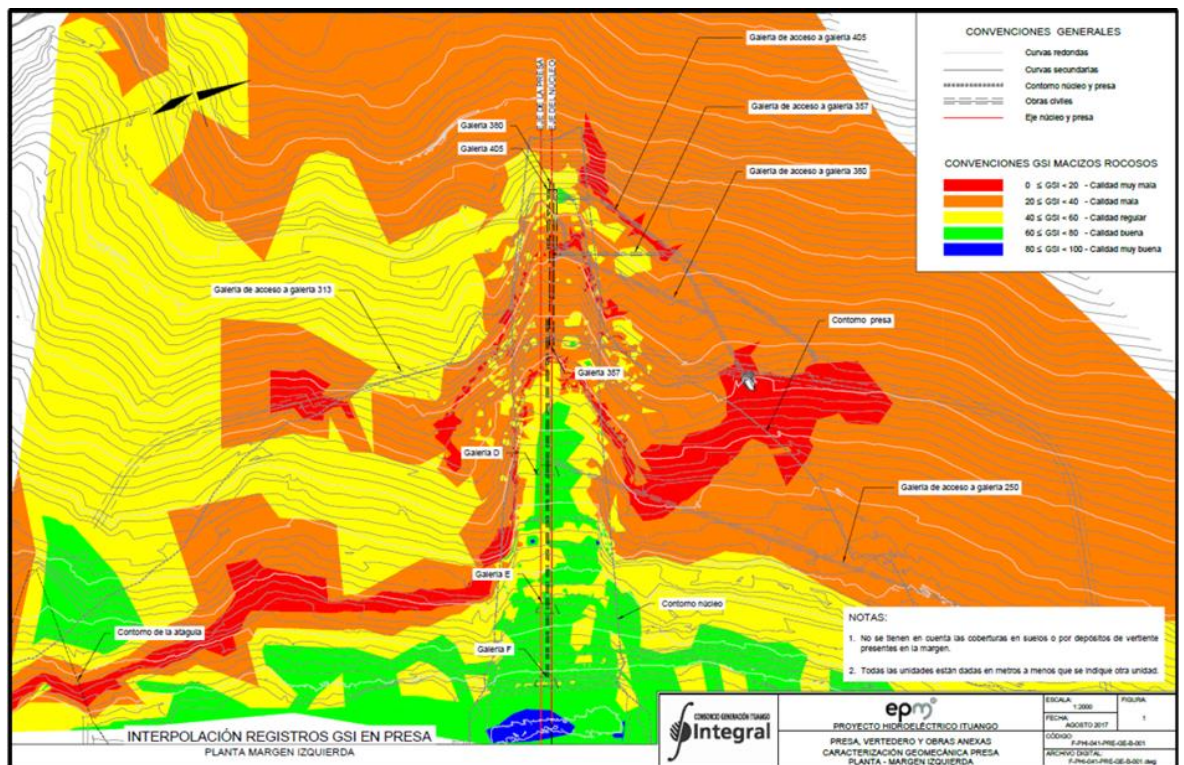


Figura 13-61: Calidad de roca en la parte superior del estribo izquierdo de la presa

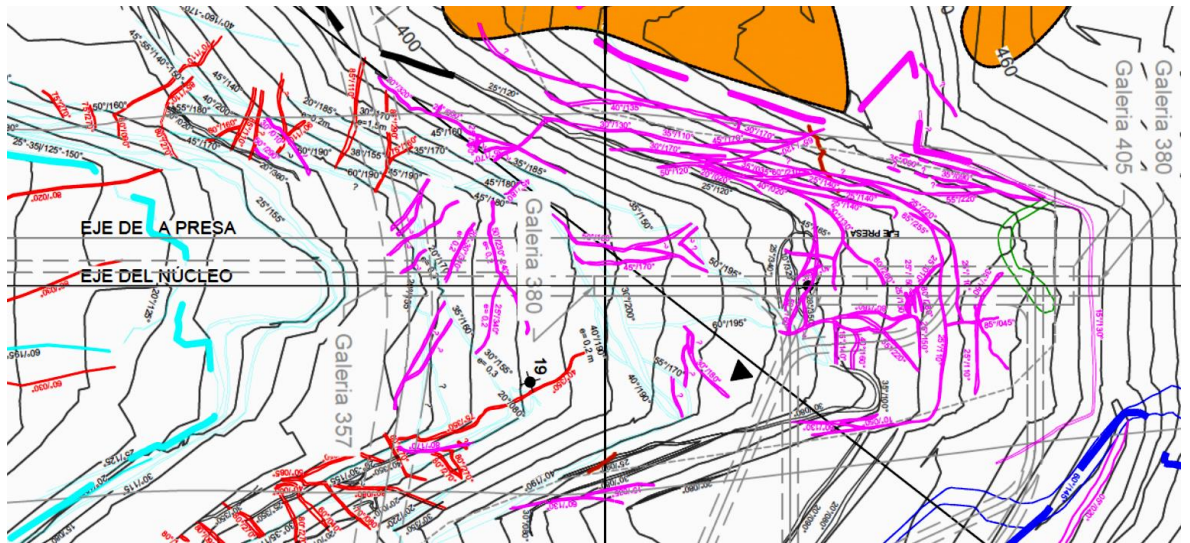


Figura 13-62: Registro geológico de la fundación del núcleo en el estribo izquierdo

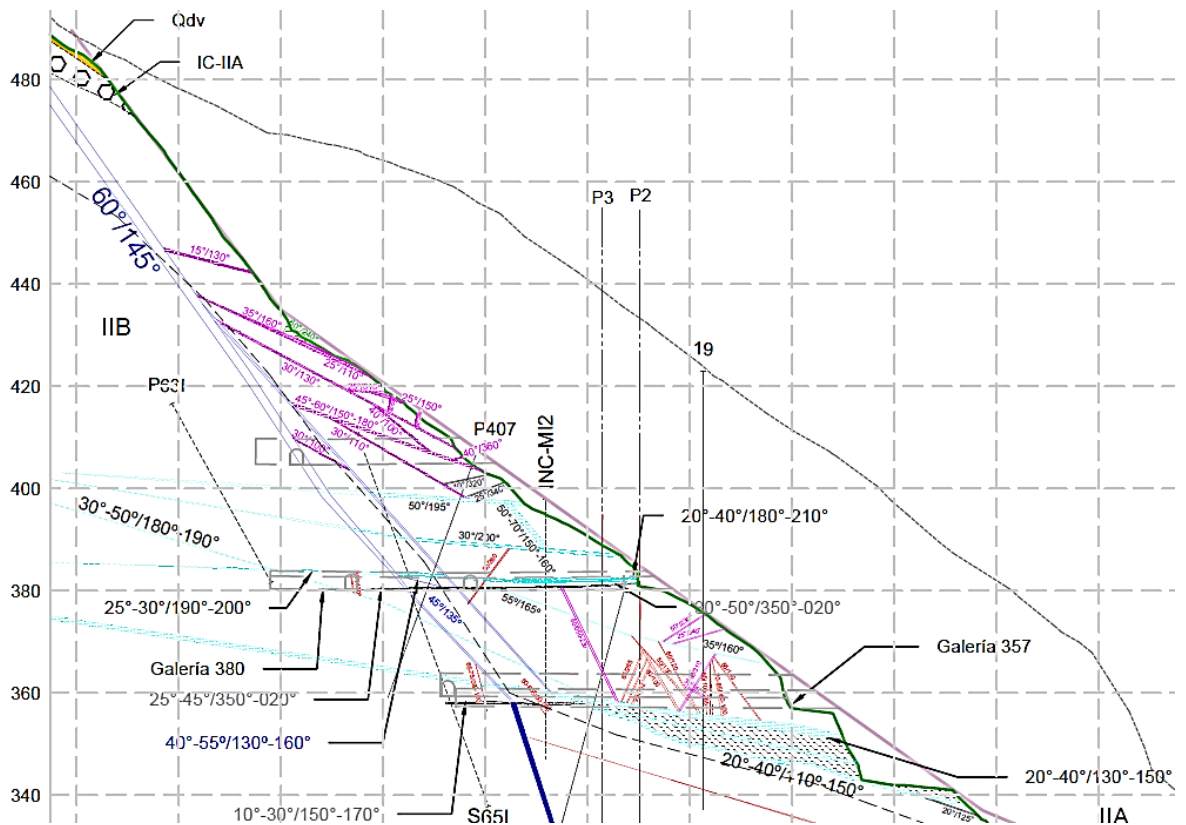


Figura 13-63: Corte geológico en fondo del núcleo de la presa

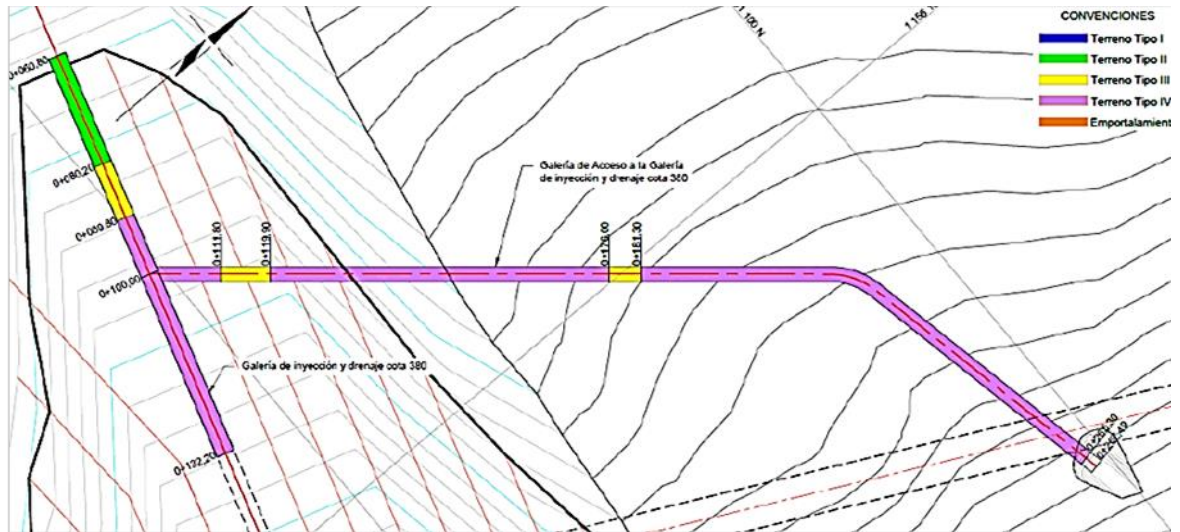


Figura 13-64: Representación en planta de los tipos de terreno excavados en la GID-380 y su acceso

Como se muestra en la Figura 13-65 y Figura 13-66 este sector de la fundación está caracterizado por una concentración de zonas de cizalle. Por debajo de una zona de cizalle de orientación 60/145 la calidad de la roca mejora notablemente hacia el interior de la GID-380. De hecho, en la GID- 313 (ex-túnel vial izquierdo), se encontró roca de regular a buena calidad geotécnica, esto es: IIA-buena y IIB. Ver Figura 4-6.

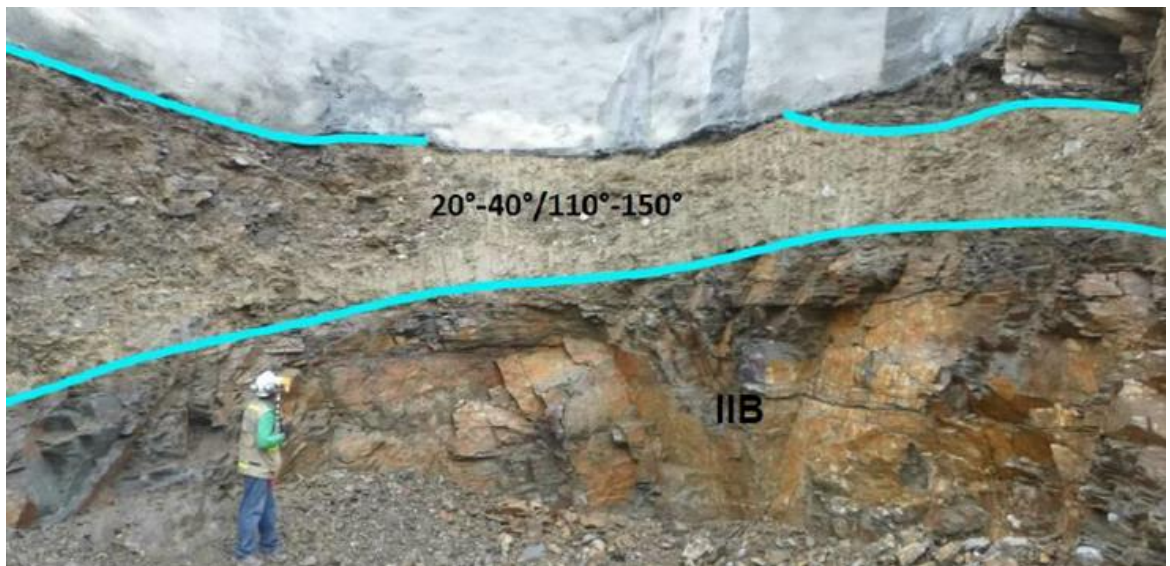


Figura 13-65: Zona de cizalle 20°-40°/110°-150°, en la cota 340 msnm (Foto Integral). La parte basal de este corte presenta rocas de buena calidad geotécnica (IIB)



Figura 13-66: Aspecto de la roca en fundación del núcleo en el estribo izquierdo por encima de la cota 418 msnm de mala calidad geotécnica, Marzo 2019



Figura 13-67: Roca de buena calidad geotécnica (IIB) en el Ex-Túnel Vial izquierdo (Galerías 311-313), inspeccionada durante la visita de septiembre de 2021

En noviembre 2019, el relleno prioritario alcanzó la cota 418 msnm y, a cotas superiores a ésta, solamente algunas ventanas en el hormigón lanzado (shotcrete) permitían apreciar

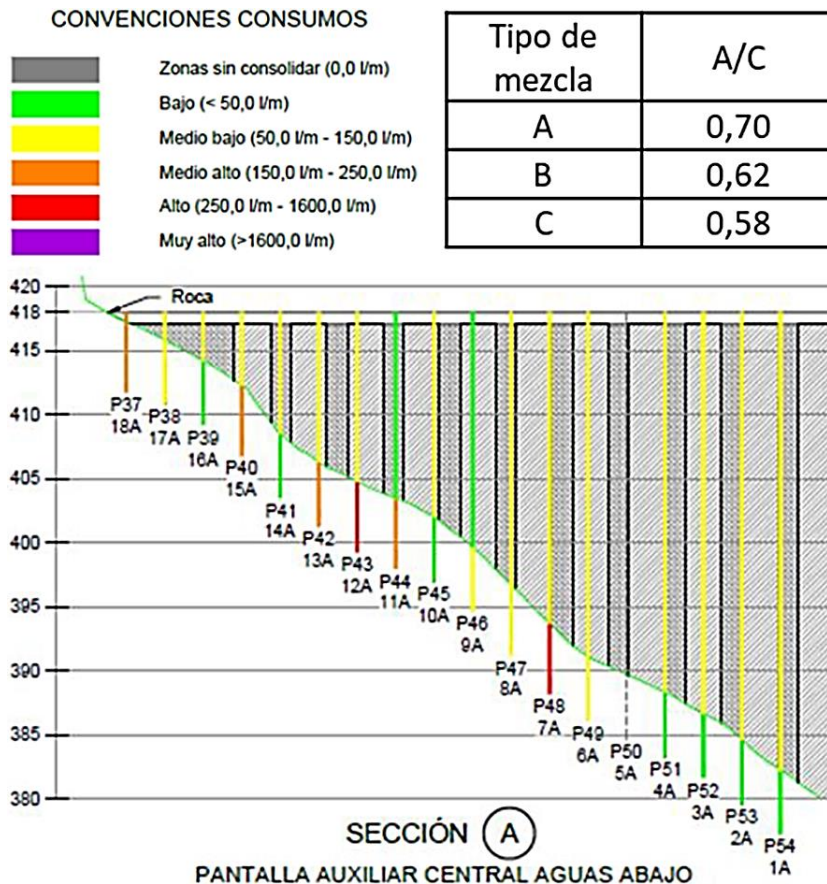


Figura 13-69: Inyecciones en los sondeos de control en la pantalla auxiliar del diafragma (EPM, 2019)

Los informes de Integral presentan además estereogramas de análisis estadísticos de los planos de discontinuidades registradas en la fundación del núcleo (Figura 13-70 y Figura 13-71).

Se agrega un diagrama de los elementos mayores, como constan en el mapa geológico de la fundación.

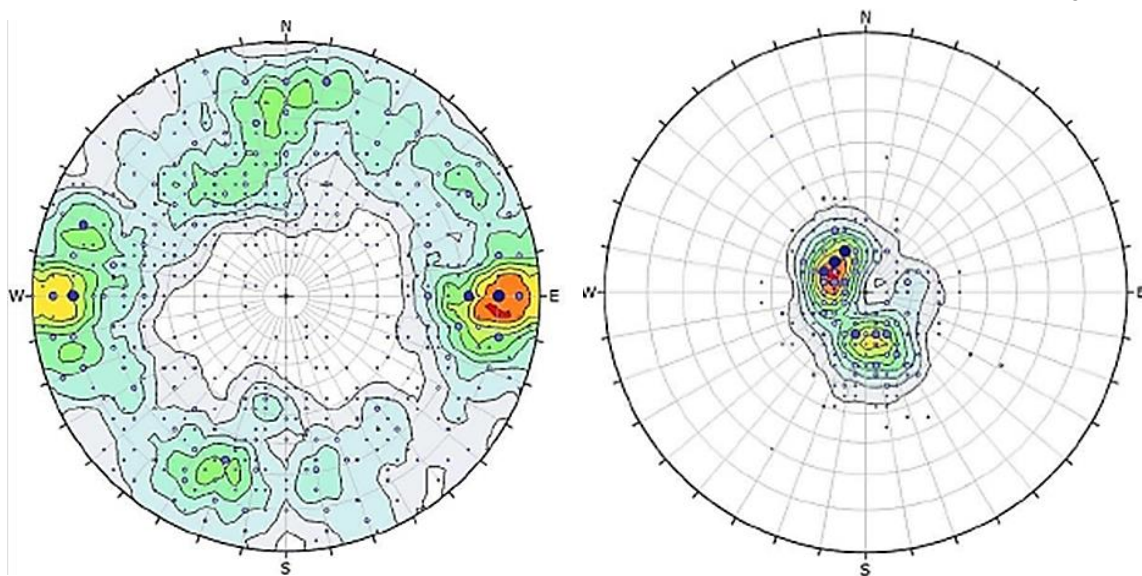


Figura 13-70: Diagrama de polos de diaclasas (Integral, izquierdo), Diagrama de polos de foliación (derecho)

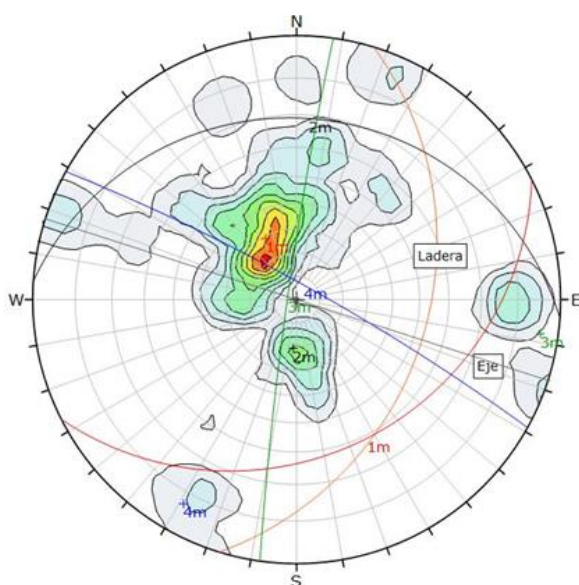


Figura 13-71: Estereograma las familias o sistemas preferenciales/predominantes de planos de discontinuidades mapeadas en la fundación del núcleo

La Tabla 13-6 entrega el resumen de los elementos principales de la estructura del macizo rocoso, como resultado de la evaluación estadística.

Tabla 13-6: Listado de discontinuidades indicadas en el mapa geológico y registradas en la fundación

| | Estribo izquierdo, Mapeo Fundación (dip-dipdirection) | Informes Integral (dip-dipdirection) | |
|-----------------------------|--|---|--------|
| Planos de Foliación | (29/153) | 15/110 | 20/355 |
| Zonas de Cizalle | 4/21 | | |
| Zonas de Cizalle Magenta | | 45/140 | 25/140 |
| Zonas de Cizalle Rojas | | 80/275 | |
| Zonas de Cizalle Cian | | 18/235 | 33/170 |
| Zonas de Cizalle Gris | 62/14 | 30/350 | 25/85 |
| Diaclasas | 86/278 | 80/270 | |
| Diaclasas | 54/160 | 75/180 | |
| Diaclasas | 83/29 | 75/20 | |

La Figura 13-72 presenta el conjunto de las discontinuidades en proyección isométrica. Las discontinuidades permiten deslizamientos en dirección W y por esta condición dieron origen al sitio inestable de Vámonos. Pero también pueden facilitar movimientos en dirección transversal al eje de la presa.

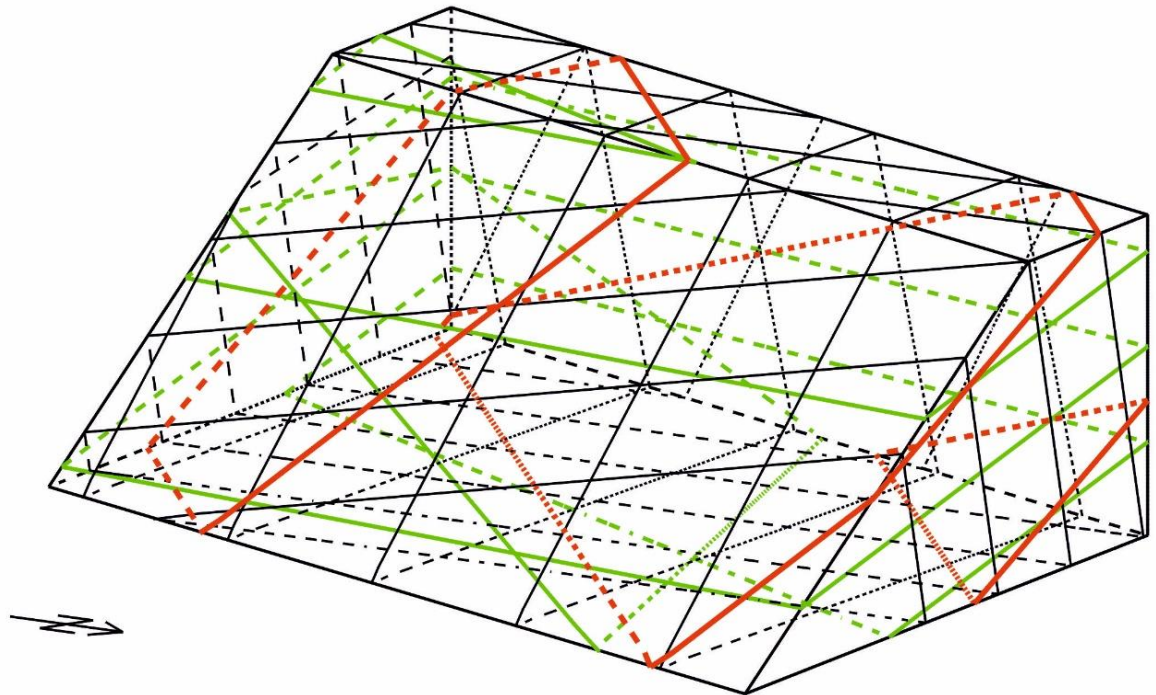


Figura 13-72: Proyección de las discontinuidades en la parte superior del estribo izquierdo

Aun con el tratamiento combinado de muro corta flujo e inyecciones de consolidación este tramo de la fundación del núcleo requiere de un monitoreo bien detallado.

A-3.2 Deslizamientos Margen Izquierda

A-3.2.1 Deslizamiento del Km 0+900 a Km 1+250

Lo zona inestable reciente, ubicada entre los Km 0+900 y 1+250, del camino que comunica el valle de Toledo con el sector de la presa Ituango, fue inspeccionada durante la visita de septiembre de 2021, y en este momento constituye quizás la zona deslizada más peligrosa, por su tamaño (gran volumen potencialmente movilizable) y por estar activo.

La situación ha sido analizada por Integral y ya se ha propuesto una solución constructiva, de soporte y drenaje, que se colocará desde la cárcava inicial hasta el nivel del embalse, y que consiste en:

- Descargar material desde la cárcava antigua más alta de este sector, muy por encima del actual camino de acceso, banqueando para colocar soporte de ahí hacia abajo, hasta la cota de embalse.
- Construcción de canaletas de drenaje revestidas con hormigón en la parte superior de este corte.
- Colocación de anclajes o tensores sistemáticos, de un largo variable entre 20 m y 40 m, además de pernos largos de 12,0 m de longitud y 25 mm de diámetro cada uno, con cabezal de hormigón para no punzar la malla de refuerzo.

- Colocación de al menos 20 cm de shotcrete reforzado con malla(s).
- Drenes sub-horizontales sistemáticos de 20-30 m de longitud, y a razón de 1 cada 4 m entre sí.

Adicionalmente, se ha instalado y se instalarán más extensómetros, piezómetros e inclinómetros, para monitorear el comportamiento de los taludes así reforzados.

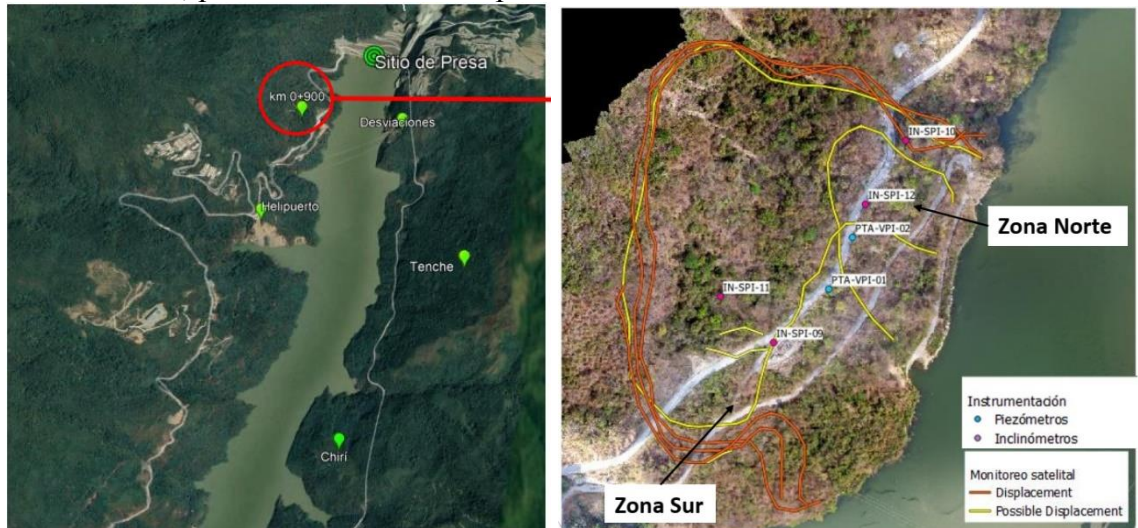


Figura 13-73: Ubicación y geometría superficial de la zona inestable 0+900

A-3.2.2 Deslizamiento Zona Helipuerto

El helipuerto Villaluz se ubica aguas arriba del deslizamiento 0+900, . Este deslizamiento es más local, de menor envergadura, y ya ha sido soportado con un soporte similar al descrito para el 0+900, y también se construyó una canaleta de drenaje revestida con hormigón.

Adicionalmente, se ha excavado la parte superior para descargar material y a la vez sacar el material de suelo coluvial y principalmente rocoso, con grietas de tracción que se había detectado.

Está pendiente la descarga y banqueo y probable soporte de un sector de importante relleno de suelo coluvial, que se hará a continuación. Se deberá dejar estable e instrumentado.



Figura 13-74: Fotografía del sector Helipuerto Villaluz y los trabajos ejecutados

A-3.3 Efectos de Contingencia

En la margen izquierda no se apreciaron efectos directos ni indirectos debidos a la contingencia.

A-3.4 Análisis y Evaluación

En resumen, intervienen tres condiciones potencialmente desfavorables en la fundación de la presa en la parte alta del estribo izquierdo:

1. Roca fracturada y alterada. Integral afirma que el material de calidad geotécnica muy pobre o mala, observado por Pöyry (Figura 13-66), fue removido. Pero ni la topografía del estribo ni la extensión de la zona afectada permitieron su total excavación y remoción. En consecuencia, se debe admitir la presencia de una roca de resistencia al corte relativamente reducida y deformabilidad relativamente elevada en este sector de la fundación de la presa del apoyo izquierdo.
2. La estructura de la roca, sobre todo la presencia de zonas de cizalle reduce la resistencia al corte en dirección hacia el valle, pero también en dirección transversal al eje.
3. De acuerdo a lo anteriormente expuesto, existen fajas de material erosionable en el macizo rocoso de fundación. Es necesario aclarar que esta faja de material con zonas de cizalle se interceptó con la pantalla en pilas tangentes para evitar tal erosión.

Considerando estas condiciones, la construcción del muro corta flujo en la fundación contribuye significativamente a la seguridad de la presa. Pero, aun así, se mantiene una diferencia notable en las características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas de este sector de la fundación, lo que exige:

- Instrumentación y monitoreo detenido; y,
- Consideración específica en el análisis de estabilidad y simulación digital del comportamiento de la presa.

A-4 PRESA

A-4.1 Diseño original

El diseño del proyecto hidroeléctrico de Ituango y su monumental presa, más de 230 m de altura, se remonta al período 1971 – 1974, cuando se realizó el Estudio de Prefactibilidad. En el Estudio de Factibilidad, preparado entre 1979 y 1982, se introdujo un diseño el tipo de presa de escollera con un núcleo impermeable. La presa se diseñó en un principio, con una altura de 247 m y su elevación de la cresta a 457 msnm, lo que dio como resultado un volumen de presa de 26,6 millones de m³.

Posteriormente, en estudios complementarios realizados en 1999 y 2006/2007, se analizaron y compararon diferentes tipos de presas con diferentes alturas, teniendo en cuenta una presa de escollera con núcleo de tierra (ECRD, *Earth Core Rockfill Dam* para sus siglas en Inglés), una presa de escollera con pantalla de hormigón impermeable en el espaldón de aguas arriba, fundada en roca, a través del plinto (CFRD, *Concrete Face Rockfill Dam* para sus siglas en Inglés) y un tipo de presa de hormigón pobre compactado con rodillo (RCC, *Roller Compacted Concrete* para sus siglas en Inglés). Por razones geológicas y geotécnicas y debido a su comportamiento durante eventos sísmicos, se tomaron en consideración y se evaluaron con más detalle una presa tipo ECRD y una presa tipo CFRD.

Finalmente, se seleccionó la solución de presa tipo ECRD para la presa de Ituango. Las principales razones para tal elección fueron:

- Se previó un proceso de construcción eficiente de la presa y del sellado subterráneo.
- Se esperaban menos riesgos en la fundación de la presa y en la conexión del elemento de sellado de la presa con el sellado subterráneo.
- Además, existen precedentes de este tipo de presa con una altura similar e, incluso mayor, en operación.
- En las proximidades del emplazamiento de la presa de Ituango se dispone de zonas de yacimientos de materiales granulares apropiados para la construcción del núcleo, de filtros y del material de transición, junto a roca adecuada que permite abrir y explotar una cantera para la obtención del material de relleno de roca (3B y 3C), para el cuerpo principal de la presa.

El diseño de la presa, aprobado para su construcción, se presentó en marzo de 2010. Después del inicio de la construcción se hicieron algunos ajustes y modificaciones al diseño en base a las condiciones del sitio (litología y estructura) encontradas, para permitir una construcción más económica de la presa y de acuerdo con las recomendaciones proporcionadas por la Junta de Asesores de EPM.

Los principales cambios comprendieron:

- La modificación de las zonas granulares que conforman la presa;
- El cambio del tipo de ataguía;
- La construcción del muro de pilotes secantes en el estribo superior izquierdo;

- El ajuste del concepto de cortina de inyecciones y sistema de drenaje;
- La modificación de la instrumentación.

El diseño finalmente acordado, que fue válido hasta la contingencia de abril de 2018, se muestra en la Figura 13-75. Con su cresta en la elevación de 435 msnm la presa tiene una altura máxima de unos 232 m. Las características principales de la presa se resumen en la Tabla 13-7. Las características generales de las diversas zonas de relleno de los terraplenes se muestran en la Tabla 13-8 como especificado en el diseño.

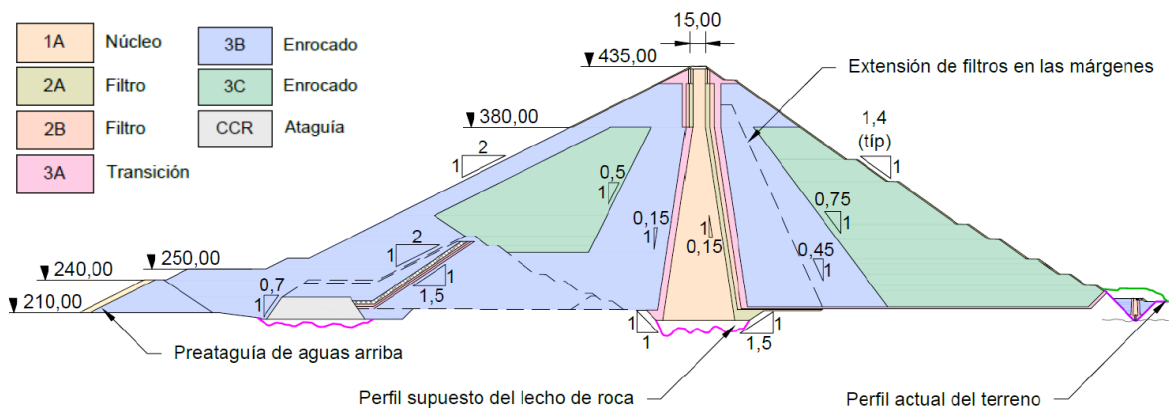


Figura 13-75: Sección típica de la presa con fecha marzo 2010 (Integral, 2018b)

Tabla 13-7: Características principales y diseño de la presa de Ituango con núcleo de tierra de relleno de roca (ECRD)

| | |
|---|---|
| Altura | máx. 232 m, 225 m sobre el lecho del río en el eje de la presa |
| Elevación de la cresta, ancho, longitud | 435 msnm, 15,0 m, aprox. 550 m |
| Volumen de presa | ~20,46 millón m ³ |
| Pendiente de taludes | Aguas arriba (u/s) 1V:2.0H, aguas abajo d/s global 1V:1.7H, 1V:1.4H entre bermas (camino de acceso) |
| Núcleo: zona 1A | Ancho constante de 12.0 m sobre cota 380,0 msnm, el núcleo va ensanchándose desde la cota 380,0 msnm hacia abajo con una inclinación de 1V:0.15H el ancho del núcleo en la base de la presa es un 30% de la altura del reservorio (0.3 H) |
| Capas de filtros: zonas 2A (arena) y 2B (grava) | Aguas arriba del núcleo entre la cota 380 y 420 msnm cada zona tiene 3 m de ancho |

| | |
|---|---|
| | Aguas abajo del núcleo (sobre toda la altura del núcleo), en general, 4 m de ancho, 2 m de ancho entre la cota 420 y 433 msnm |
| Zona de transición: zona 3A | 6 m de ancho aguas arriba y aguas abajo sobre toda la altura de la presa |
| Cuerpo de la presa, enrocado: zonas 3B and 3C | Zona 3B adyacente a la capa de transición, en la parte superior de la presa y en la cara aguas arriba de la presa Material de la zona 3C dentro del cuerpo de la presa aguas arriba y en el cuerpo de la presa aguas abajo hasta la superficie de la presa |
| Ataguía aguas arriba | RCC en la fundación y en la capa sellante inclinada de material de filtro (2A), material de la zona de transición (3A) y finos adicionales en el relleno de roca (3B) |

Tabla 13-8: Características generales de las zonas de la presa

| | |
|--|--|
| Zona 1A núcleo | Grava limosa y arena limosa, máx. tamaño de grano 15 cm, permeabilidad $k \approx 10^{-9}$ m/s |
| Zona 2A filtro | Arena (arena fina a grava media), máx. tamaño de grano 2 cm, finos $< 75 \mu\text{m}$ (tamiz N° 200) $< 5\%$ |
| Zona 2B filtro | Grava máx. tamaño de grano 4 cm, tamaño de grano $< 2 \text{ mm}$ (tamiz N°. 10) $< 5\%$ |
| Zona 3A transición | máx. tamaño de grano 15 – 25 cm, tamaño $< 150 \mu\text{m}$ (tamiz N° 100) $< 15\%$ |
| Zona 3B enrocado | máx. tamaño de grano 90 cm, tamaño de grano $< 0.5 \text{ cm} < 5\%$ |
| Zona 3C enrocado | máx. tamaño de grano 180 cm, tamaño de grano $< 2.5 \text{ cm} < 30\%$ |
| Zona 4 superficie, capa de terminación | Rocas colocadas individualmente, diámetro 1.5 – 2.0 m |

La roca de cimentación ubicada en el valle y ambos estribos está sellada por una cortina de inyecciones. Se instaló una cortina de drenaje para la evacuación de las filtraciones y el agua subterránea de las laderas del valle. La cortina de inyecciones y la cortina de drenaje, tal y como se diseñó en marzo de 2010, se muestran en la Figura 13-76 y Figura 13-77. Además, se realizaron inyecciones de consolidación en la fundación del núcleo de la presa.

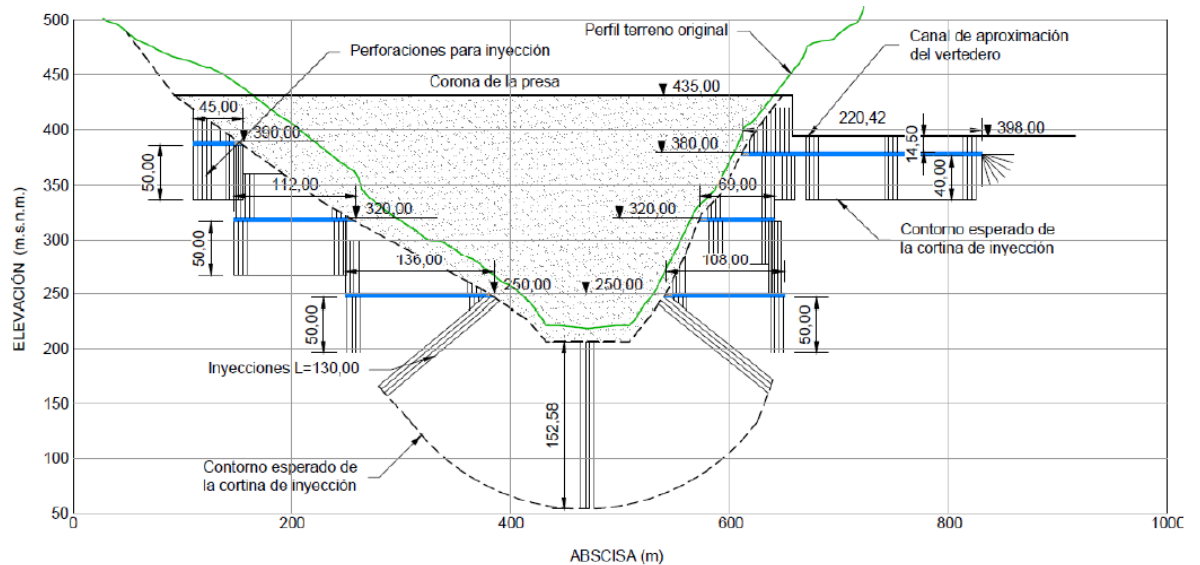


Figura 13-76: Cortina de inyecciones con fecha marzo 2010 (Integral, 2018b)

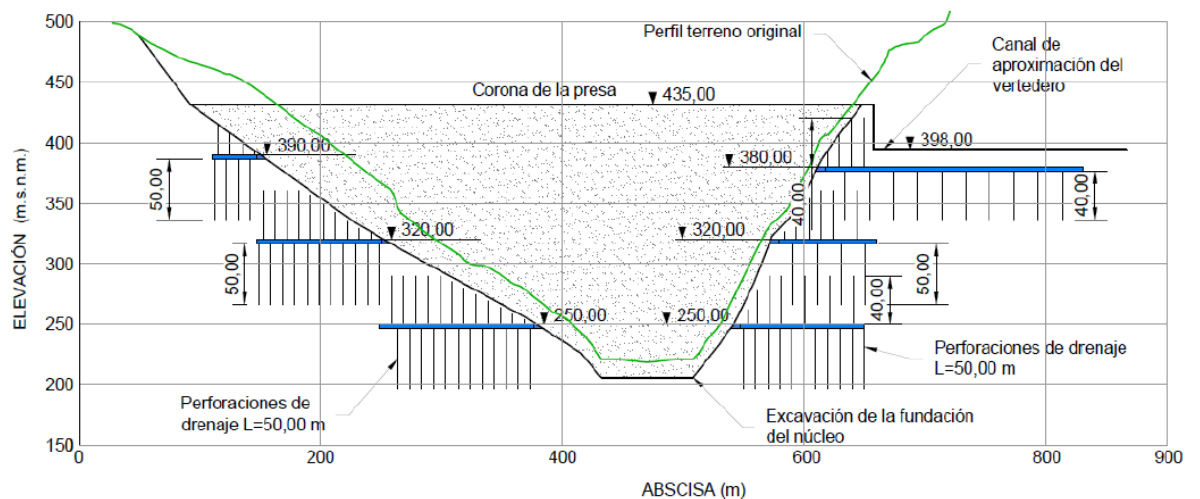


Figura 13-77: Cortina de drenaje con fecha marzo 2010 (Integral, 2018b)

A-4.2 Medidas relacionadas con la contingencia

A-4.2.1 Relleno prioritario

El 28 de abril de 2018, un tramo inicial del túnel de desviación auxiliar (GAD) se derrumbó, al día siguiente se destapó, y finalmente a mediodía del 30 de abril se taponó definitivamente, hecho que inició el llenado descontrolado del reservorio de Ituango. En

esta fecha la construcción del núcleo había alcanzado la elevación 385 msnm, que corresponde a una altura de la presa de unos 175 m. Debido al incidente se suspendió la construcción de la presa según el diseño original anteriormente descrito.

Debido a los incidentes de contingencia de abril y mayo de 2018, se decidió construir la próxima parte de la presa hasta la cota 418 msnm de forma acelerada. Al alcanzar los 418 msnm, la presa debe garantizar la seguridad para eventos de crecidas hasta un período de retorno de 500 años. Este trabajo tenía que estar terminado antes del comienzo de la temporada de lluvias. Además, el vertedero también tenía que estar terminado, para que tal crecida pudiera ser liberada de manera segura y controlada.

Para acelerar la construcción de la presa, se modificó el diseño de la parte superior de la presa: el núcleo impermeable, completado hasta la cota 385 msnm, fue sustituido por una capa fina de superficie inclinada hasta la cota 418 msnm (como se muestra en la figura siguiente). El relleno prioritario fue construido en tres fases, hasta elevación 410 msnm, 415 msnm y al final 418 msnm. De acuerdo con el diseño original de la presa de Ituango, las capas de filtro 2A y 2B se ubican consecutivamente aguas arriba y aguas abajo del núcleo (encima de la elevación de 380 msnm). En el diseño modificado se elimina la capa de filtro 2A y en las partes principales de la sección inclinada también la capa de filtro 2B. El control de calidad durante la construcción del relleno prioritario fue ejecutado por el consorcio Ingetec-Sedic (Interventoría) (Ingetec-Sedic S.A., 2019a).

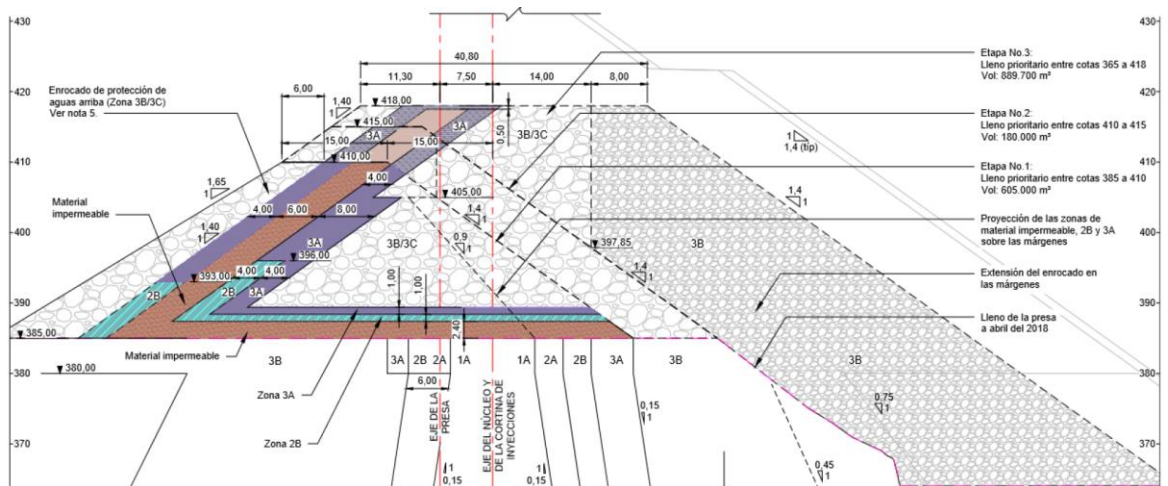


Figura 13-78: Sección transversal de la sección superior de la presa con zonificación (Integral, 2018c)

A-4.2.2 Muro corta flujo

Adicionalmente al relleno prioritario y como parte del diseño modificado, se construyó un muro vertical de cemento-bentonita (muro de hormigón plástico). El eje trasversal del muro corta flujo se ubica 1.5 m aguas arriba del eje de la presa. El muro fue diseñado para alcanzar los 5 m de espesor en el núcleo central del relleno de tierra de la presa. La profundidad final del muro pantalla es de 38 m (elevación de 380 msnm a 418 msnm; Figura 13-79).

Para reforzar el muro corta flujo cerca de los estribos, se han diseñado dos muros pantalla adicionales, ambas aguas debajo de la pantalla principal con un espaciamiento de 1 m entre cada una. Estos muros de corta flujo tienen una profundidad máxima de 38 m, hasta llegar a la fundación de roca. El espacio entre los muros fue inyectado con una lechada con el objetivo de reducir su permeabilidad y así formar un elemento impermeable con un espesor total de 5 m en ambos estribos. El diseño modificado se presenta en la Figura 13-80. Este detalle del en la zona de empalme con los apoyos de la presa, como diseño nos parece apropiado y seguro; de hecho, en otras partes de Sudamérica este tipo de pantallas impermeables, realizadas por Soletanche Bachy, han dado excelentes resultados.

Se especificaron medidas para alcanzar una conexión sólida entre el muro de corta flujo y la roca de los estribos. Se especificó la limpieza de la zanja excavada. Además, se debería haber alcanzado una forma regular. Se definieron inyecciones de consolidación hasta 5 m en la roca de la fundación. Adicionalmente, se hizo una limpieza a fondo del macizo rocoso de apoyo y se reforzó adicionalmente dichos apoyos, aparte de las inyecciones de impermeabilización y consolidación realizadas posteriormente.

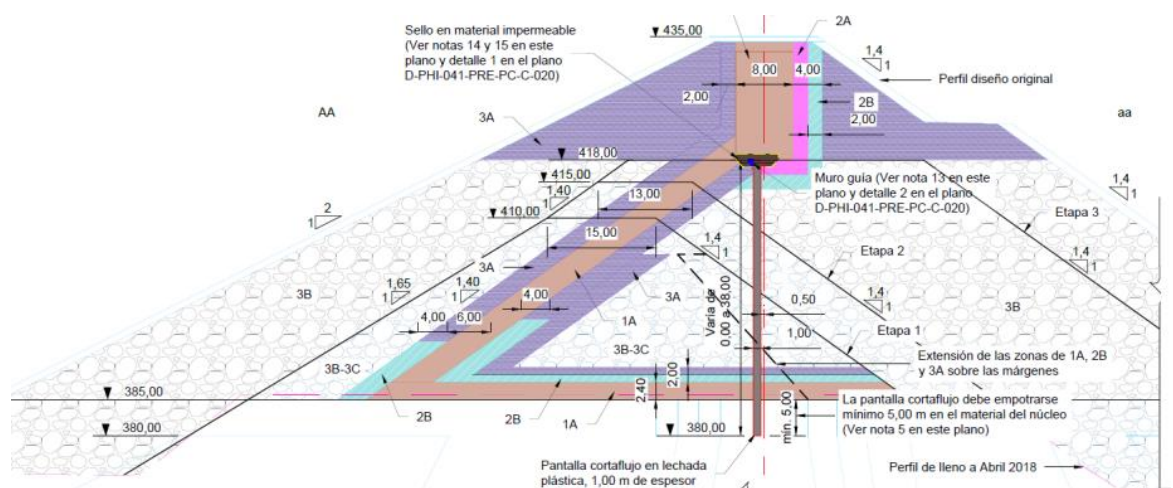


Figura 13-79: Detalle de la parte superior modificada con un muro pantalla (1 m de espesor) (Integral, 2018b; 2018d)

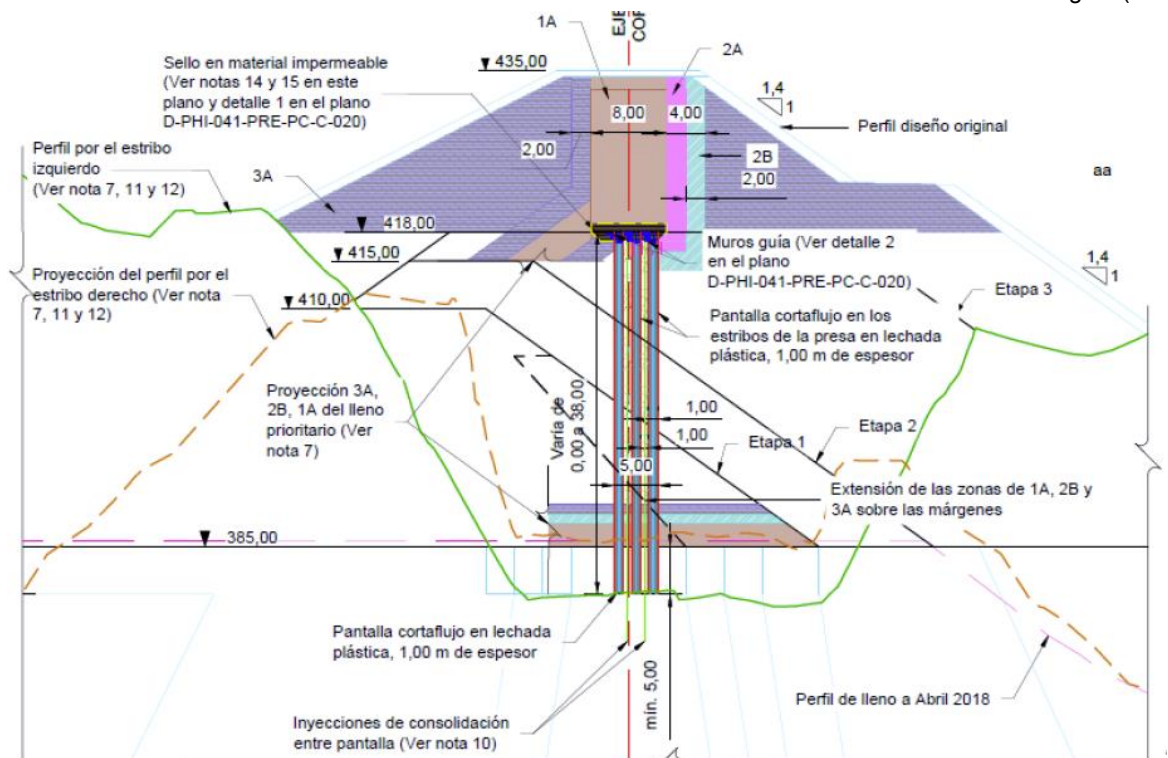


Figura 13-80: Detalle de la parte superior modificada de la presa cerca de los estribos con diseño ajustado con 3 muros pantalla e inyectado entre ellos, formando un elemento de sellado de 5 m de espesor (Integral, 2018b; 2018d)

El muro corta flujo fue construido por las empresas Soletanche-Bachy-Cimas. La intención era construir el muro como un muro diafragma monofásico. La excavación se hizo con un cucharón de almeja (*clam shell*) y se preveía hacerla alternadas entre sí, en dos etapas. Para la construcción del muro se utilizó un muro guía de hormigón armado, que se retiró antes de continuar la construcción de la presa por encima del muro de corta flujo.

Los paneles primarios debían excavarse con una longitud de 2,8 m. La zanja excavada debía mantenerse abierta y ser soportada por una lechada de hormigón con bentonita. Tan pronto como estos paneles primarios alcancen una resistencia suficiente, los paneles secundarios con una longitud de 1,6 m deben ser excavados entre ellos (superposición de 0,6 m a cada lado).

En la presa de Ituango, el muro de corta flujo se construyó en la zona 3B, que se especificó con un tamaño máximo de grano de 90 cm, y el tamaño de grano menor de 0,5 cm se limitó al 5% (véase Tabla 13-8.). Este no es el entorno adecuado para la construcción de la pantalla diafragma y, por lo tanto, se ha encontrado con dificultades en el proceso de construcción. La lechada bentonítica no permaneció dentro de la zanja excavada dentro del material grueso 3B, ya que desapareció a través de los poros relativamente grandes del material de la zona 3B. Un gran volumen de la lechada se perdió dentro del gran cuerpo de la presa de Ituango. En la fase inicial de la construcción del muro de contención el factor de consumo de la lechada fue casi 4, lo que significa que el 300% del volumen de los primeros paneles desapareció dentro del cuerpo de la presa.

Además, no fue posible simplemente excavar los grandes bloques de roca del material 3B con la cuchara de almeja. Fue necesario romper los bloques de roca para permitir la excavación. Esto tomó tiempo y por lo tanto la trabajabilidad de la lechada se perdió al endurecerse, y fue necesario volver a excavar la zanja. El cucharón del tipo almeja se atascó en la zanja varias veces (paneles 55, 61, 71 y 161) y el contratista tuvo que hacer un gran esfuerzo para recuperar su equipo (Figura 13-81), a la vez que no quedaron inmersos en la pared moldeada, lo que era imperativo evitar.



Figura 13-81: Cucharón de almeja (*Clam shell*) recuperada en panel 55 (25 de enero, 2019) (Ingetec-Sedic S.A., 2019e)

Debido a los problemas que se presentaron y al escaso avance de la construcción fue necesario modificar el procedimiento de construcción. El contratista del muro corta flujo propuso excavar la zanja hasta su profundidad final de máximo 38 m en dos pasos. Se propuso excavar los 25 m superiores y estabilizar la zanja con una lechada de bentonita de bajo contenido de cemento. Después del endurecimiento de la lechada, se propuso volver a excavar la parte superior del muro y excavar hasta la profundidad final, mientras que la zanja se estabiliza con la lechada de cemento-bentonita final. Este procedimiento se consideró para los paneles 37, 45, 67, 111, 119, 123 y 168, en los que en el primer paso la zanja se excavó hasta una profundidad de 24,4 m o hasta 396,6 msnm respectivamente.

Después se decidió utilizar la lechada de bentonita para la estabilización durante la excavación (sin cemento) casi en toda la altura de la zanja y sustituirla más tarde por una lechada de plástico (incluido el cemento para permitir su fraguado), que según estos consultores es como suelen construirse estas paredes moldeadas; al menos así se han hecho en Chile y otros países sudamericanos, con buenos resultados. La ventaja de este procedimiento es que la zanja puede excavar hasta su profundidad final mientras se

estabiliza con la lechada plástica (sin cemento; excepto en los 3 o 4 m superiores), lo que proporciona tiempo suficiente para la excavación. El factor de consumo de la lechada disminuyó a alrededor de 1,5 para los paneles primarios y a alrededor de 1,4 para los paneles secundarios. A continuación, se describe la metodología en tres etapas

1. Excavación de una zanja de 4 m de profundidad con una retroexcavadora (o una zanja de 3 m de profundidad, ambas se mencionan en el informe); estabilización de la zanja con una lechada de cemento y bentonita, y dejar que la lechada fragüe.
2. Excavación de la zanja hasta su profundidad final; estabilización de la zanja con una lechada de bentonita solamente.
3. Sustitución de la lechada bentonítica estabilizadora de la zanja por una lechada plástica (lechada bentonítica de cemento) utilizando un tubo tipo tremie, desde el fondo hacia arriba.

En algunos paneles las desviaciones admisibles verticales superaron el valor límite de 1.5% ligeramente. Un ejemplo se puede apreciar en la Figura 13-82. El contratista ejecutó las correcciones adecuadas y según la documentación (Ingetec-Sedic S.A., 2019e) del proyecto al final todas las tolerancias especificadas fueron cumplidas.

Debido a los problemas encontrados durante la construcción del muro de corta flujo también se discutió la opción de implementar adicionalmente una geomembrana (Tournier, 2018; CARPI) para garantizar con mayor seguridad la reducción de permeabilidad de esta solución. Sin embargo, esta solución al final no fue ejecutada, lo que en opinión de Pöyry, no era necesaria.

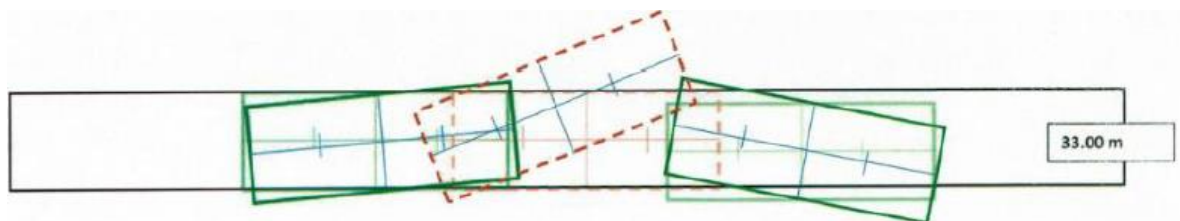


Figura 13-82: Desviación en el panel 158 en una profundidad de 33 m (Ingetec-Sedic S.A., 2019e)

Las propiedades de la pared diafragma se han especificado con respecto a la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad y la permeabilidad (especificaciones de agosto de 2018). El Contratista ha informado en noviembre de 2018 de los resultados de los ensayos de calidad realizados en las muestras de la lechada de cemento-bentonita. Los resultados de 88 ensayos después de 28 días se comparan con las especificaciones (Tabla 13-11). Así pues, se ha constatado que el material utilizado cumple los requisitos de las especificaciones.

Tabla 13-9: Resultados de ensayos de lechada cemento bentonita con 88 muestras después de 28 días (Integral, 2018b)

| | Resistencia a la compresión [MPa] | Módulo de Elasticidad [MPa] | Coefficiente de Permeabilidad [m/s] |
|------------------------|--|--------------------------------------|--|
| Especificaciones | Prom. 0.8 MPa Min. \geq 0.6 MPa | Prom. 250 MPa Max. \leq 450 MPa | $5 \cdot 10^{-8}$ |
| Ensayos de laboratorio | Prom. 1.15 MPa Min. \geq 0.59 MPa | Prom. 193 MPa Max. \leq 345 MPa | Prom. $2.7 \cdot 10^{-9}$ Max. \leq $6.7 \cdot 10^{-9}$ |

En julio de 2019 el consorcio INGETEC-SEDIC redactó un informe de control de calidad sobre la lechada de cemento-bentonita (Ingetec-Sedic S.A., 2019f), y anteriormente ya en marzo de 2019 (Ingetec-Sedic S.A., 2019d). El consorcio evaluó los resultados de los ensayos del contratista y realizó una serie de ensayos en laboratorio propios. Se concluyó que las propiedades del material de cemento-bentonita son satisfactorias con respecto a las especificaciones. Además, se realizó el ensayo pinhole para confirmar la no dispersión.

En 2020, el consultor Hatch recibió un contrato para la verificación de las propiedades y comportamiento de la pared del diafragma bajo diferentes condiciones de operación. En consecuencia, se había previsto realizar pruebas de laboratorio. Desafortunadamente no se han ensayado muestras in situ hasta el día de hoy. Por lo tanto, Pöyry estima que los resultados de las pruebas son de valor limitado. Los resultados de las pruebas de laboratorio aún están pendientes. Al respecto, si se hubiese intentado realizar sondajes sísmicos se hubiese recuperado una buena muestra⁴.

Se hace hincapié en que las pruebas se llevaron a cabo en un espécimen de lechada de cemento-bentonita. Las condiciones in situ de la pared del diafragma podrían diferir de las muestras analizadas. Es evidente que las propiedades in situ del muro corta flujo son heterogéneas, debido a los diferentes métodos de construcción utilizados y a las dificultades con que se encontraron durante la construcción, lo que incluye actividades de rescate de cucharón del tipo concha de almeja (*clam shell*).

Aparte de los problemas encontrados, el muro corta flujo fue capaz de reducir significativamente el caudal de las filtraciones a través de la presa. Las principales obras de construcción del muro de corta flujo se realizaron entre septiembre de 2018 y finales de diciembre de 2018, con algunas obras complementarias hasta febrero de 2019. La Figura 13-83 muestra la reducción del caudal de las infiltraciones de más de 30 l/s a unos 4 l/s, lo que implica una muy clara efectividad. El muro corta flujo se clasifica como una mejora eficiente.

⁴ Con sondajes sísmicos, se habrían obtenido testigos intactos muy poco deformados e intactos, y a la profundidad que se requiriese, teniendo el cuidado de sellar después adecuadamente la perforación del sondaje (diámetro NQ3 o HQ3).

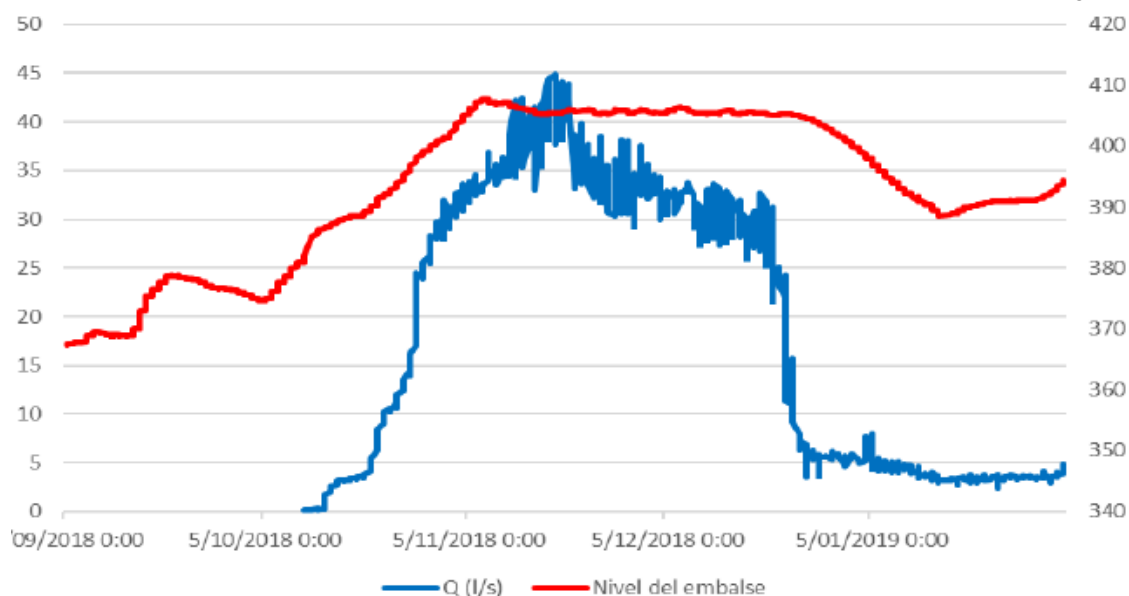


Figura 13-83: Evolución de filtraciones durante la construcción de la pantalla de corta flujo (Ingetec-Sedic S.A., 2019e)

Se hace hincapié en que un muro de diafragma es una estructura relativamente rígida dentro del relleno del terraplén circundante, no obstante que su componente de bentonita es precisamente para hacerla más flexible que una lechada de sólo cemento u hormigón, por ejemplo. El módulo de elasticidad de la pared de cemento-bentonita se consideró más de 5 veces mayor que el módulo de elasticidad del núcleo de arcilla natural de la presa. Las propiedades del muro de corta flujo son de gran importancia para la evaluación de la suficiencia del muro para servir como elemento de sellado de la gran presa. Un módulo de elasticidad suficientemente bajo y una resistencia a la compresión suficientemente grande son cruciales para permitir que el muro de corta flujo siga las deformaciones del terraplén y para limitar el desarrollo de grietas en el muro. A largo plazo, los asentamientos de la presa podrían dañar el muro de corta flujo (Tournier, 2018). También podría ser crucial la conexión del muro corta flujo con los estribos. En cualquier caso, existen incertidumbre acerca de las propiedades in situ del muro corta flujo.

Bentonita, uno de los componentes principales de la pared de cemento-bentonita, se estabiliza por la presencia de calcio en el cemento. El agua del embalse tiene un déficit de saturación en calcio, lo que significa que existe el potencial de lixiviación del calcio. Con la disolución del calcio, la bentonita puede convertirse en un material altamente dispersivo. Como consecuencia, podría producirse la erosión de la pared de cemento-bentonita. El peligro es más inminente en los grandes gradientes hidráulicos, cuando el nivel del embalse está a gran altura. Este aspecto no se ha tratado suficientemente hasta ahora.

También crítico e incluso cuestionable es la capacidad que tendría la presa con el muro diafragma para hacer frente a deformaciones del cuerpo de la presa y específicamente a las grandes cargas sísmicas. El muro corta flujo que es relativamente rígido podría agrietarse. Este es el resultado de los análisis de estabilidad y deformación realizados por Integral y Hatch. Existen dudas de que el diseño actual de la presa, incluido el muro corta flujo, sea

capaz de hacer frente y soportar de manera suficiente las cargas sísmicas. La seguridad de la presa de Ituango puede ser sobre estimada.

El muro de diafragma está situado desfavorablemente en la parte dentro del cuerpo de la presa. Por lo tanto, el muro no es directamente accesible, lo que implica que no puede ser inspeccionado directamente y las opciones para trabajos de reparación directa son limitadas. Con estas limitaciones es aún más importante que el proyecto tiene capacidad suficiente para bajar el nivel del embalse en casos de emergencia.

A-4.3 Clasificación de presa y concepto de seguridad

La presa de Ituango está diseñada con una altura de 232 m y retiene un gran embalse con un volumen de 2.700 millones de m³ (cuando el nivel del embalse se encuentra al Nivel Máximo de Operación de 420 msnm). El colapso de la presa de Ituango causaría una ola de inundaciones catastrófica río abajo, con graves consecuencias para la población y el medio ambiente, y causaría enormes daños en la infraestructura y los edificios. La presa está clasificada como una gran presa con un alto potencial de riesgo. Por lo tanto, se aplican estrictos criterios de seguridad de presas. La evaluación de la seguridad de las presas se realizará teniendo en cuenta las directrices y los métodos más modernos y avanzados con estándar internacional.

Los dos objetivos principales de cada concepto de seguridad de presas son la minimización de todos los riesgos y la gestión de los riesgos restantes de la mejor manera posible. Para alcanzar estos objetivos se utiliza un concepto de seguridad integral para grandes presas de almacenamiento, que incluye elementos clave que se enumeran a continuación. La explicación sobre estos cuatro aspectos se encuentra en el Informe de la Tarea 3 de Pöyry (Pöyry, 2019a). Siempre que se pueda garantizar la correcta implementación de estos elementos de seguridad, una presa puede considerarse segura. Los cuatro elementos son igualmente importantes. El déficit en un elemento no puede ser compensado por la mejora o el mayor esfuerzo puesto en otro elemento.

- Seguridad estructural
- Monitoreo y mantenimiento
- Seguridad operacional
- Planificación de emergencia

Los aspectos de la seguridad estructural de la presa se tratan en la Sección A-4.6, y los aspectos del monitoreo se tratan en la Sección A-4.4 de este informe. Es responsabilidad del propietario y del operador de la planta cubrir todos los aspectos de la seguridad de la presa. En general, es una restricción para la seguridad de la presa y el embalse de Ituango que no exista una descarga con suficiente capacidad para bajar el nivel del embalse.

A-4.4 Instrumentación y monitoreo

A-4.4.1 Instrumentación

La instrumentación de monitoreo de la presa de Ituango se muestra en el plano de distribución en la Figura 13-84. Los instrumentos están listados en la Tabla 13-10. La presa comprende cuatro secciones principales instrumentadas en las abscisas 0+330, 0+400, 0+480 y 0+570. En el curso de la contingencia se han instalado además extensómetros magnéticos y piezómetros de cuerda vibrante (Figura 13-85). Además, se realiza un monitoreo de radar (SSR410SAR-X) en tiempo real para vigilar las deformaciones en el espaldón de la presa aguas abajo y también el talud del vertedero y la plazoleta de captaciones.

Tabla 13-10: Instrumentación de la presa (Integral, 2019d)

| TABLA RESUMEN | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------|
| INSTRUMENTOS | | |
| Instrumento | Cantidad | Estado |
| Celdas de Presión | 8 | Etapas de construcción |
| Extensómetro magnético | 7 | Etapas de construcción |
| Celdas de Asentamiento | 16 | Etapas de construcción |
| Piezómetros de cuerda vibrátil | 31 | Etapas de construcción |
| | 21 | Etapas de estabilización |
| Puntos de control superficial | 26 | Etapas de construcción |
| Puntillas | 5 | Etapas de construcción |

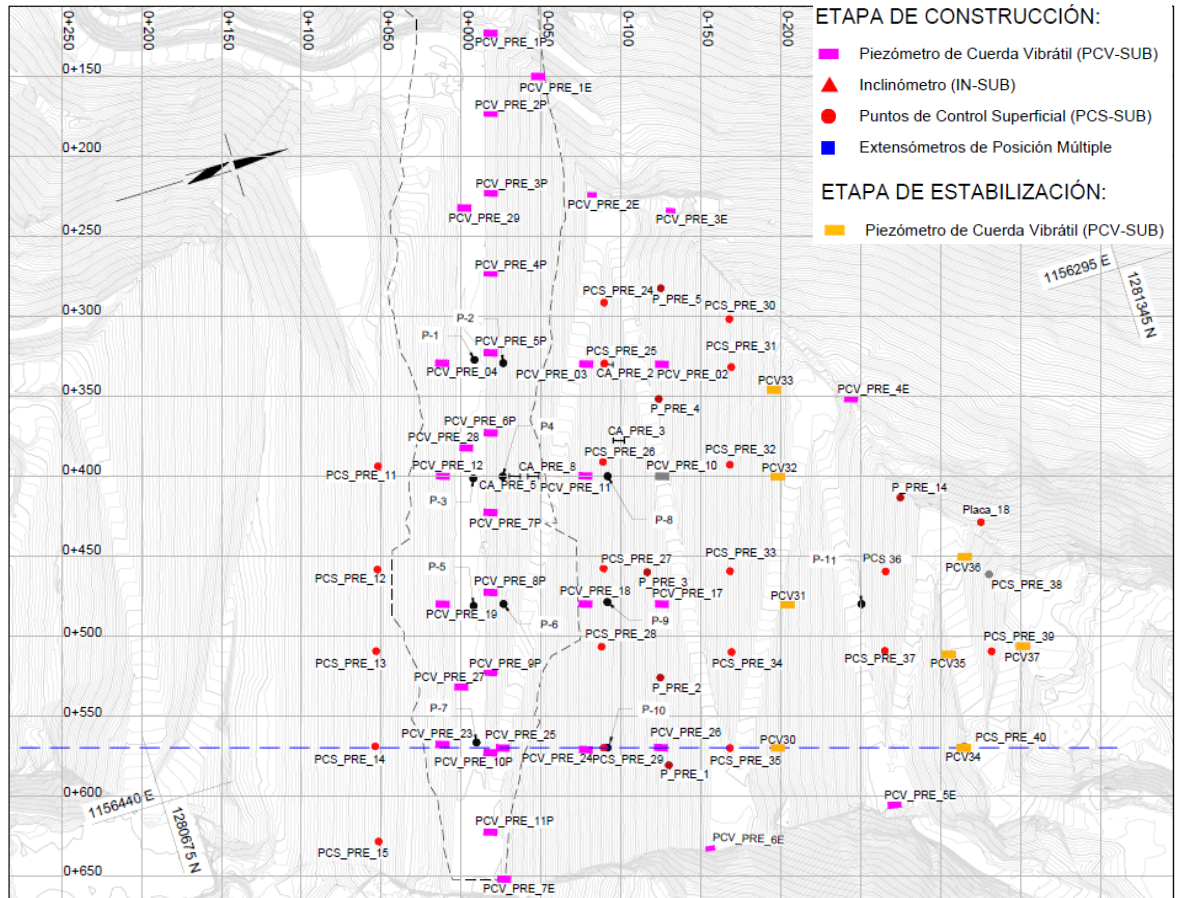
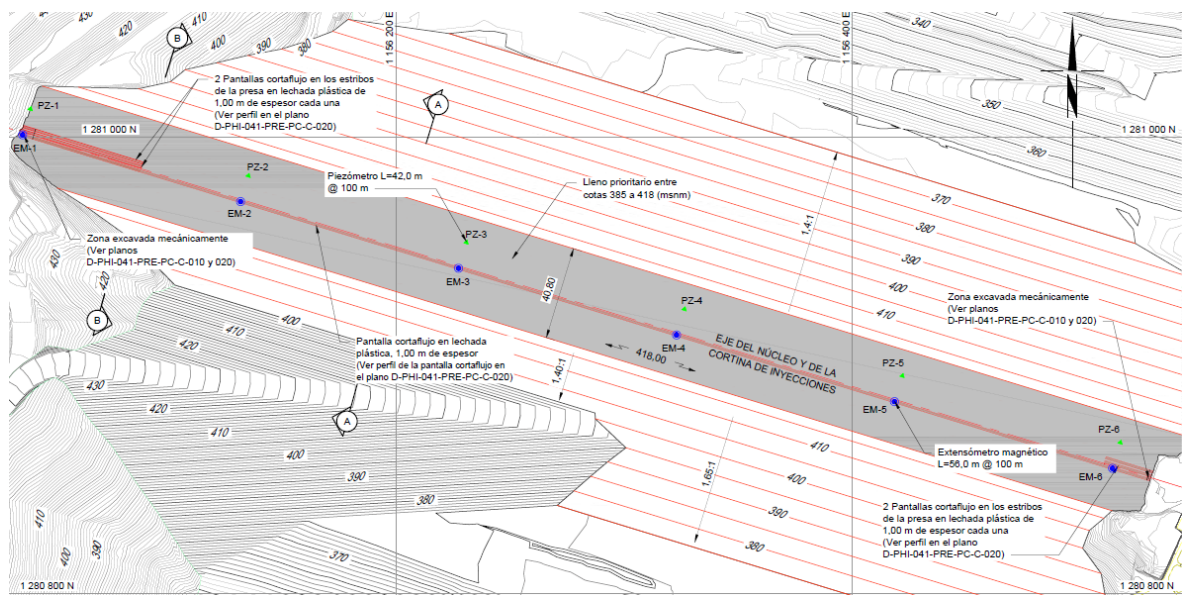


Figura 13-84: Planta general con la ubicación de la instrumentación de monitoreo de la presa (con leyenda) (Integral, 2019d)



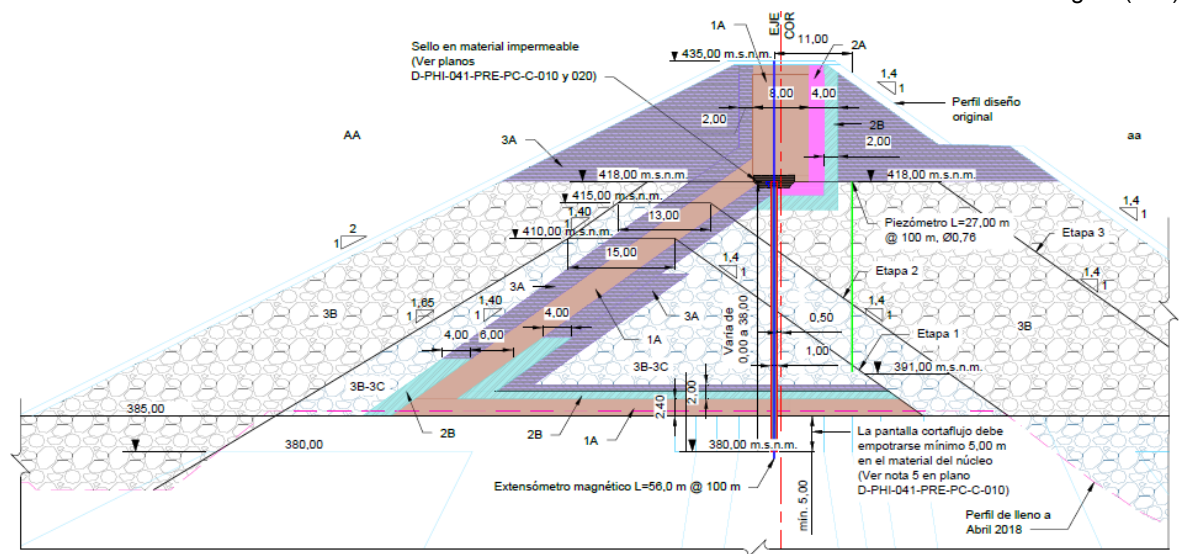


Figura 13-85: Extensómetros magnéticos (azul) y de cuerda vibrante (verde) instalado debido a la contingencia (planta y sección) (Integral, 2019e)

A-4.4.2 Filtraciones

Se construyeron obras para captar el caudal de las filtraciones que pasan por el relleno prioritario y la pantalla de cemento-bentonita (Figura 13-86). En la Figura 13-87 se muestra el caudal de filtración, mientras el muro corta flujo estaba siendo construido. Más tarde, el flujo de infiltración fue conducido a unas cámaras de recolección, instaladas en el talud aguas abajo de la presa, para medir el caudal total (Figura 13-88). Lamentablemente, la tubería de salida de la cámara está en la parte inferior de la misma, lo que no permite monitorear si el caudal arrastra material erosionado. Esta deficiencia ya fue reportada por Pöyry en 2019, pero desafortunadamente el diseño de la cámara no fue mejorado.

Se enfatiza que el flujo de las filtraciones aguas abajo del muro corta flujo se toma solamente en puntos únicos y no recoge todo el flujo de las filtraciones que pasa por el muro corta flujo. Una parte considerable del total de las filtraciones podría estar infiltrándose en el espaldón de enrocado de la presa. La medición de la filtración, por lo tanto, da una indicación sobre el desarrollo relativo del caudal de filtración, pero no proporciona el caudal total absoluto de filtración que es lo correcto.

La pared corta flujo redujo con éxito los caudales de filtración medidos desde más de 30 l/s a unos 4 l/s cuando el nivel del embalse estaba a una elevación de unos 390 msnm (Figura 13-83). Desde entonces el caudal de filtración está en el rango de 4 – 9 l/s, incluso cuando el nivel del embalse está por encima de los 400 msnm (Figura 13-89). Mientras que el rango de los caudales de filtración observados no es relevante para la operación del proyecto dada su baja magnitud, es importante monitorear cómo se comportan estos caudales en el tiempo no tanto por su magnitud, sino sobre todo por su composición para detectar erosión interna.



Figura 13-86: Instalación de un colector de filtración y tuberías conectadas para conducir los caudales que pasan a través del relleno prioritario a las cámaras de recolección (Ingetec-Sedic S.A., 2019e)



Figura 13-87 Filtraciones del espaldón de aguasabajo de la presa, elevación aprox. 380 msnm, antes de la construcción del muro corta flujo, que para entonces totalizaban del orden de 30 l/s o más (Pöyry, 2019a)



Figura 13-88: Medición de caudal de filtración pasando por la presa en la sección del muro corta flujo

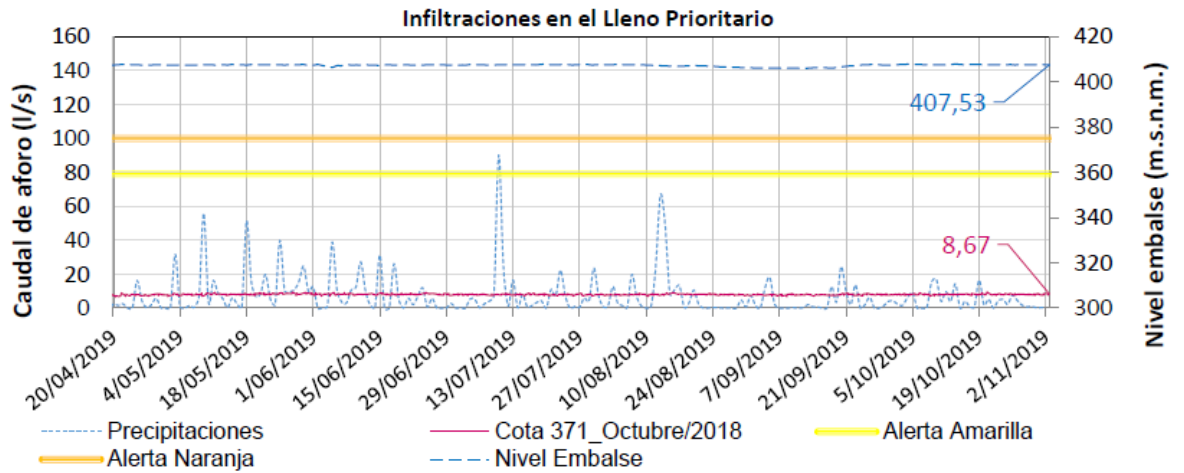


Figura 13-89: Medición de filtraciones por el lleno prioritario (Integral, 2019f)

En base de los informes de la contingencia se muestran hidrógrafos de la variación del caudal con el tiempo. Reorganizando este archivo se trataba de analizar la relación entre el nivel del embalse, las etapas de construcción de la pantalla corta flujo y el caudal de filtraciones (Figura 13-90).

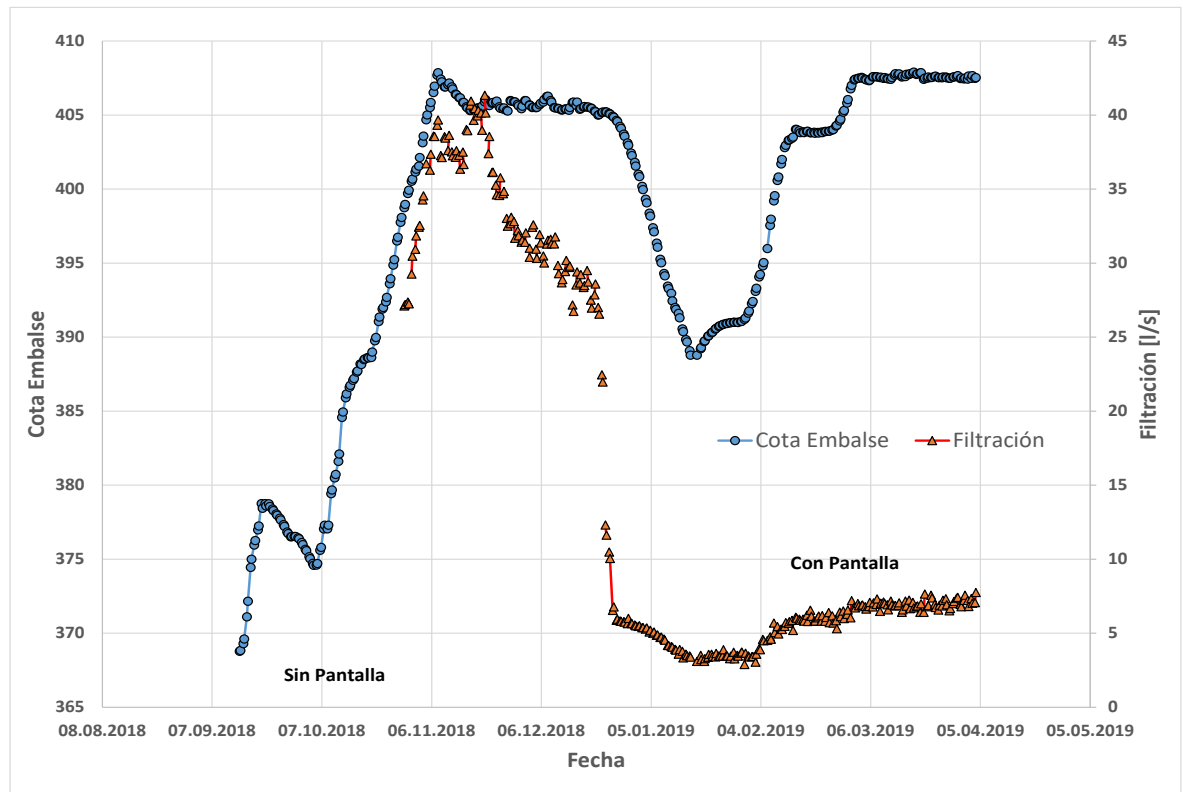


Figura 13-90: Hidrógrafos Cota del Embalse y Filtraciones en el espaldón aguas abajo

La empresa Willowstick fue adjudicada con el estudio para la detección de potenciales rutas de filtración a través de la presa mediante la energización del agua utilizando electrodos

aguas arriba y aguas abajo de la presa. Se detectó una ruta de filtración potencial causada por fugas de la estructura del vertedero (ruta de filtración Este). Por su parte la “ruta de filtración Oeste” potencial fue localizada a lo largo del estribo izquierdo de la presa (**Error! Reference source not found.**). No se detectaron caminos de filtración directamente a través del muro de corta flujo.

La investigación de Willowstick y los resultados correspondientes deben reconocerse como complementarios a las mediciones de infiltración. El Willowstick suele proporcionar información útil, pero no tiene la precisión y la calidad inequívoca que se exige en un aspecto de esta importancia. Los resultados de Willowstick no coinciden exactamente con los resultados del análisis de infiltración. Se requiere una evaluación exhaustiva que tenga en cuenta toda la información disponible. Las descargas de infiltración podrían analizarse mediante gráficos de nivel de embalse - descarga de infiltración, como los proporcionados anteriormente por Pöyry. Se detectan deficiencias en el actual proceso de vigilancia y análisis de datos llevado a cabo por Integral, que se describen en el capítulo siguiente.

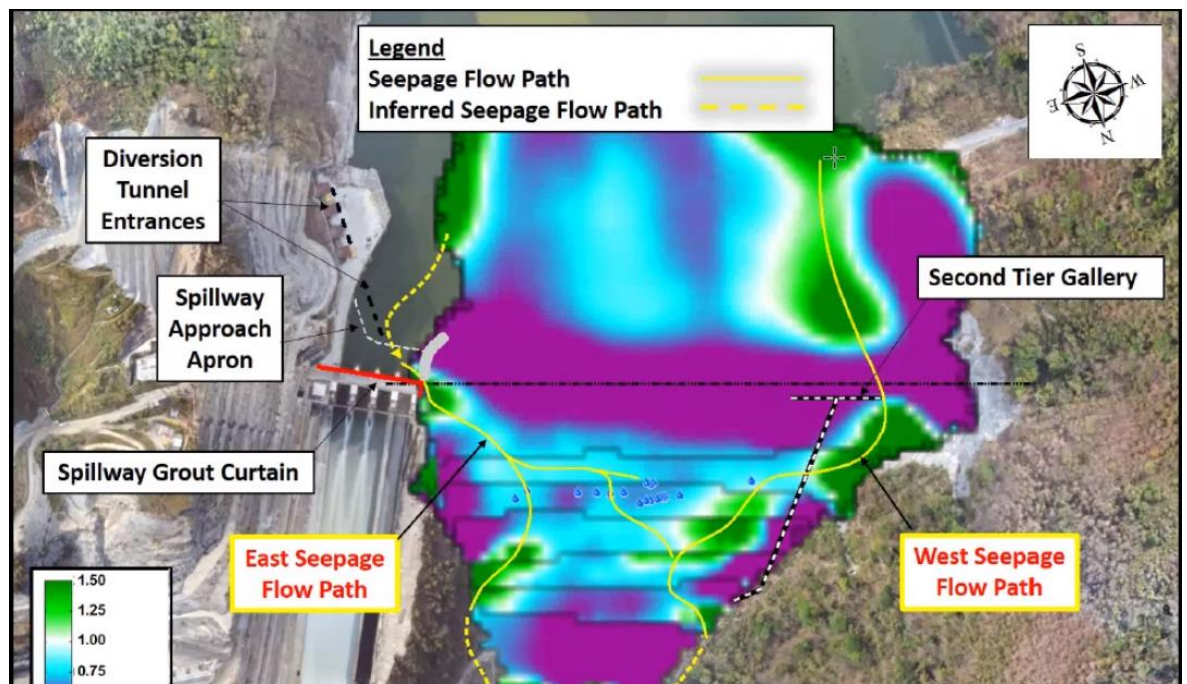


Figura 13-91: Visualización de resultados de las mediciones de Willowstick

A-4.4.3 Informes de monitoreo y evaluación de seguridad

La vigilancia y el monitoreo es uno de los pilares principales de los conceptos modernos de seguridad de las presas (sección A-4.3). El objetivo es realizar un diagnóstico oportuno del comportamiento de la presa que permita prevenir consecuencias indeseables. En general es de gran importancia para la presa de Ituango, pero es aún más importante considerando la contingencia ocurrida y el inusual diseño de la presa. Se requiere un monitoreo adecuado para detectar anomalías y evoluciones y ocurrencias peligrosas tan pronto como sea posible.

Además de la recolección de datos de monitoreo (adquisición de datos), la vigilancia comprende el procesamiento de datos, el análisis de datos y la evaluación de seguridad de las obras. El procesamiento de los datos y la preparación de gráficos debe hacerse para todos los datos de monitoreo. Los registros y gráficos deben prepararse y analizarse continuamente. Deberán definirse valores límites o umbrales para las lecturas de los instrumentos basado en modelos de comportamiento y modelos deterministas, lo que no es el caso actualmente.

Los informes de monitoreo deberán ser preparados mensual y anualmente (recomendado, por ejemplo, por el Boletín 158 de la ICOLD "Guía de monitoreo de Presas"). Los informes tendrán un formato fijo para facilitar la lectura del informe. Los informes deberán contener los datos de monitoreo procesados y presentados de manera útil en gráficos siempre indicando el nivel del embalse. Además, el informe deberá incluir información de inspecciones visuales y del monitoreo geodésico. Las mediciones y observaciones inusuales o inesperadas deben ser abordadas y explicadas. Por último, debe evaluarse la seguridad de la presa. Si es necesario, se deben recomendar investigaciones o esfuerzos de monitoreo adicionales.

Hasta ahora se ha hecho un gran esfuerzo en el proyecto para levantar, medir y monitorear las obras y la presa. Sin embargo, los informes no presentan información resumida con una evaluación adecuada de los datos. Actualmente, se hace más un registro y visualización de los datos de monitoreo. Para el caso de la presa de Ituango es sumamente importante que se puede resolver esta deficiencia en un tiempo corto e incluir en los reportes una evaluación ingenieril de los datos.

A-4.5 Amenaza Sísmica

A-4.5.1 Introducción

El proyecto hidroeléctrico Ituango está ubicado en una zona sísmica. El área del proyecto presenta escenarios tectónicos complejos, rodeados de varios sistemas de fallas de importancia regional. Los eventos sísmicos son un riesgo importante de falla de la presa. Un estudio de amenaza sísmica específico para cada sitio sirva de base para la evaluación de las diversas amenazas causadas por los terremotos.

A-4.5.2 Sismos de Diseño

El Boletín ICOLD 148 con su última edición de 2016 "Selección de parámetros sísmicos para grandes presas" proporciona una guía para la selección de parámetros a utilizar en el diseño sísmico, el análisis y la evaluación de la seguridad de las presas y sus estructuras anexas. Este Boletín promueve aún más la consistencia en el manejo de los aspectos sísmicos de la evaluación del desempeño de las presas. Es evidente que el uso de parámetros sísmicos correctos es necesario para realizar una evaluación satisfactoria de la seguridad sísmica de las presas.

En general, la seguridad de la presa no se limita únicamente a la seguridad del cuerpo de la presa, ya que está relacionada con todas las estructuras relevantes para la seguridad. Para la presa de Ituango esto significa que además del cuerpo de la presa, el sistema de compuertas del vertedero debe ser capaz de resistir el movimiento del terreno en caso de fuertes terremotos. Además, es necesario tener en cuenta las diversas características de los terremotos de peligros múltiples.

Según el Boletín ICOLD 148, los niveles sísmicos para los que se debe diseñar y analizar la presa son los siguientes:

- Evaluación de la Seguridad de Terremoto (*Safety Evaluation Earthquake* o SEE por sus siglas en inglés)

El Sismo de Evaluación de la Seguridad (SEE) es el nivel máximo de movimiento del suelo para el que se debe diseñar o analizar la presa. Para las presas cuya falla presentaría una gran amenaza social, como la presa de Ituango, el SEE normalmente se caracterizará por un nivel de movimiento igual al esperado en el sitio de la presa a partir de la ocurrencia de un terremoto máximo creíble (*Maximum Credible Earthquake* o MCE por sus siglas en inglés) evaluado determinísticamente o del movimiento sísmico evaluado probabilísticamente con un período de retorno de 10.000 años. El Sismo de Evaluación de la Seguridad (SEE) corresponde a un sismo con un nivel de movimiento del suelo para el cual se pueden aceptar daños, pero no debe haber una descarga incontrolada de agua del embalse.

Los terremotos evaluados determinísticamente pueden ser más apropiados en lugares con terremotos relativamente frecuentes que ocurren en fuentes bien identificadas, por ejemplo, cerca de los límites de las placas. El enfoque determinístico se caracteriza por la ubicación de la falla sísmica, el mecanismo de la falla, la magnitud del límite superior (de acuerdo con Wells y Coppersmith, *New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement*, 1994), y la profundidad y distancia focal.

- Sismo Base de Operación (*Operating Basis Earthquake*, o OBE por sus siglas en inglés)

El Sismo de Base durante la Operación (OBE) representa el nivel de movimiento del suelo en el sitio de la presa para el cual sólo se aceptan daños menores. La presa, las estructuras y el equipamiento deben seguir funcionando y los daños deben ser fácilmente reparables, a partir de la ocurrencia de terremotos que no excedan el OBE. En teoría, el OBE puede determinarse a partir de un análisis de riesgo económico. Para Ituango, el período de retorno mínimo de 145 años es adecuado (es decir, una probabilidad del 50 % de que no se supere en 100 años).

La duración del sismo está ligada a la magnitud del evento y es de considerable importancia para evaluar el comportamiento de las presas. Este es el caso, en particular, de las presas de tierra, como la presa de Ituango. Las relaciones empíricas entre la magnitud y la duración de los terremotos pueden utilizarse para estimar la duración característica del terremoto de diseño.

Las relaciones de atenuación modernas proporcionan estimaciones directas de los movimientos horizontales y verticales del terreno.

A-4.5.3 Estudio de amenaza sísmica de 2010

Para la presa de Ituango y la planta hidroeléctrica, Integral realizó un estudio de riesgo sísmico en 2010 (Consortio de Generación Ituango, 2010). El estudio se basó en la evaluación de los escenarios geológicos y sismotectónicos de la región, incluyendo la evaluación de los sistemas de falla cercana y la ocurrencia histórica de eventos sísmicos, lo que incluyó a su vez el catálogo sísmico nacional, el análisis de árboles lógicos, estudios previos, etc. Los principales resultados de este estudio se publicaron posteriormente en el informe general sobre diseño, construcción y contingencia (Integral: Informe general de diseño, construcción y contingencia de la Presa, diciembre 2018).

Los valores de la aceleración máxima en tierra de la componente sísmica horizontal en la superficie de la roca obtenidos en este estudio mediante un enfoque probabilístico se presentan en la Tabla 13-11. En el estudio se proporcionan espectros de respuesta para SBO, SMP y SMC (10.000 años). Se proporcionan historiales de tiempo sintético para profundidades focales bajas, medias y grandes.

Además, se consideró un enfoque determinista. Como resultado, se presenta una tabla que muestra la magnitud potencial y la aceleración de 21 fallas mayores. Se presentan magnitudes de hasta $M_w = 8,3$ y aceleraciones de hasta $0,96\text{ g}$ (falla Santa Rita W3). Se reconoce que las aceleraciones generadas por el enfoque determinista son mayores que las aceleraciones estimadas por el enfoque probabilístico considerando el período de retorno de 10.000 años.

Se entiende que no hay ninguna falla activa en la cimentación de la presa de Ituango.

Tabla 13-11: Aceleración máxima en tierra de la componente horizontal de los terremotos con diferentes períodos de retorno (Integral, 2019f)

| Sismo | Período de retorno | Aceleración horizontal máxima (pga) |
|--------|--------------------|-------------------------------------|
| S.B.O. | 200 años | 0,15g |
| S.M.P. | 500 años | 0,24g |
| S.M.C. | 3 000 años | 0,45g |
| | 5 000 años | 0,52g |
| | 10 000 años | 0,61g |

A-4.5.4 Evaluación del estudio sísmico de 2010

La actualización del Boletín ICOLD 148 se publicó en 2016. Los análisis de estabilidad y deformación de la presa de Ituango se realizaron antes de que se publicara la actualización del Boletín ICOLD 148 en 2016. Por lo tanto, algunos parámetros seleccionados, como los

niveles de confianza y especialmente la duración del sismo, pueden no cumplir con ICOLD (2016). Además, es necesario señalar que desde entonces se han publicado nuevas leyes de atenuación, que también incluyen el componente de terremotos verticales.

Por lo tanto, se acordó con EPM y el equipo de ingeniería del proyecto que el estudio de amenaza sísmica debe ser actualizado, incorporando metodologías probabilísticas tanto como determinísticas (durante la reunión celebrada en 28 de octubre, 2019) (Integral, 2019a). En los párrafos siguientes se formulan recomendaciones sobre la actualización del estudio sísmico. Integral junto con Lettis Consultants International Inc. y Hatch actualizaron el estudio sísmico en 2021. La información sobre el estudio sísmico actualizado y los comentarios correspondientes se presentan en las secciones A-4.5.6 y A-4.5.7.

Se ha acordado sobre la base del estudio sísmico actualizado se actualizarán también las evaluaciones de seguridad sísmica de la presa, de estructuras relevantes para la seguridad como el vertedero, de estructuras anexas de la central hidroeléctrica de Ituango y el área del embalse. El estudio sísmico actualizado debe abarcar todos los parámetros de movimiento de terreno necesarios para el diseño sísmico y las comprobaciones de seguridad. Pöyry recomienda que los resultados principales del estudio sísmico deberían incluir lo siguiente:

1. Máximas aceleraciones en la superficie de la roca de los componentes horizontales y verticales de los diferentes tipos de terremotos de diseño.
2. Espectros de respuesta de aceleración para una amortiguación del 5% (en la superficie de la roca) de los componentes horizontales y verticales de los diferentes tipos de terremotos de diseño.
3. Registros de aceleración de dos componentes horizontales (dirección x, y) y los componentes verticales (dirección z) de los diferentes tipos de terremotos de diseño para el cuerpo de la presa y elementos críticos para la seguridad (SEE, evento de 10,000 años determinado probabilísticamente y SEE determinado determinísticamente).

Los registros de aceleración son la entrada más importante para los controles de seguridad y rendimiento del cuerpo de la presa, de los elementos críticos para la seguridad y de las pendientes. Dado que las deformaciones inelásticas del cuerpo de presa dependen de la duración del fuerte movimiento del terreno, este parámetro debe evaluarse de forma conservadora, teniendo en cuenta también las posibles réplicas. Los factores para considerar en la selección de los registros de aceleración y la duración de las fuertes sacudidas del suelo se discuten en ICOLD (2016).

Además, para los controles de seguridad sísmica del SEE, se debe analizar un mínimo de tres terremotos diferentes. Cada terremoto consta de dos componentes horizontales y verticales. Todos los registros de aceleración deben coincidir con los espectros de respuesta a la aceleración obtenidos del análisis de peligrosidad sísmica.

En un análisis tridimensional de presas se debe suponer que los tres componentes del terremoto actúan simultáneamente.

Cuando se hace un análisis probabilístico y determinístico, se recomienda utilizar la envolvente de estos espectros de respuesta de aceleración.

A-4.5.5 Resultados preliminares y comentarios sobre la actualización del estudio de amenaza sísmica

Se celebró una reunión el día 11 de noviembre de 2020 con la participación de EPM, Integral y Pöyry. Integral presentó el procedimiento y los resultados preliminares de la actualización del estudio sísmico. La presentación fue seguida de una sesión de preguntas y respuestas. El 18 de noviembre 2020 Pöyry recibió un documento de póster (diapositivas en formato pdf) sobre la presentación (Integral, LCI Lettis Consultants International y Hatch). La actualización del estudio sísmico se comenta en los párrafos siguientes.

Estudio de sismotectónica y análisis determinístico de la amenaza sísmica (DSHA por sus siglas en inglés)

1. **Fallas críticas cerca del sitio de la presa:** Se debe comprobar si varios de los segmentos de falla activos o potencialmente activos que se muestran en la lámina 19 podrían fracturarse al mismo tiempo. Esto aumentaría la longitud de la falla y la magnitud del límite superior. Esta discusión es importante en relación con la selección del peor escenario sísmico posible. Se deben indicar los detalles del peor escenario posible:
 - Nombre de la falla;
 - Longitud y orientación de la falla (rumbo y buzamiento o manteo);
 - Mecanismo del terremoto;
 - Profundidad focal;
 - Distancia epicentral;
 - Magnitud del límite superior de la falla crítica (podemos asumir que durante un fuerte terremoto se romperán varios segmentos);
 - Modelos de atenuación (GMPE) utilizados (hay que utilizar los mismos modelos que para el PSHA);
 - Se proporcionarán gráficos de los espectros de respuesta de aceleración horizontal y vertical para una amortiguación del 5% (escala normal sin distorsión) junto con los valores PGA (*Peak Ground Acceleration*); y
 - En el DSHA se requieren valores del percentil 84% de los parámetros de movimiento del suelo.
2. **Ancho de banda de las fallas:** En las diapositivas 22 y 32 las diferencias de las magnitudes del límite inferior y del límite superior con respecto a las magnitudes características o a las magnitudes medias, respectivamente, son diferentes y deben ser explicadas.
3. **Velocidad de la onda de corte en el lugar de la presa, V_{s30} :** Se debe aclarar la selección del valor de 1100 m/s.

Estudio probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA por sus siglas en inglés)

1. **Zonas de origen sísmico para los terremotos corticales en la región de la presa y el embalse:** Este estudio es un estudio específico del sitio, por lo tanto, las zonas de fuente sísmica deben tener en cuenta eso. Las zonas de origen sísmico en las proximidades de la presa son muy grandes. Se recomienda a Integral que investigue las zonas de origen y las refine y que también revise las magnitudes del límite superior de estas zonas de origen sísmico.
2. **Resultados de la PSHA:** Los principales resultados son los valores PGA y los espectros de respuesta a la aceleración para una amortiguación del 5% para el componente sísmico horizontal y vertical en la roca aflorante. Los parámetros de movimiento del suelo serán valores medios.
3. **Software:** ¿Qué tipo de software se ha utilizado para el PSHA? Se supone que las leyes de atenuación del NGA-2 Oeste se utilizaron para los terremotos corticales.

Resultados

1. Los resultados finales requeridos para el análisis sísmico no lineal de la presa son registros de aceleración para los componentes horizontales y verticales del terremoto. Se requieren tres conjuntos de terremotos de acuerdo con la ICOLD. El nuevo estudio cumple con este requisito.
2. Se deberá proporcionar registros de aceleración y tiempo adaptados al espectro. Se acepta la coincidencia de espectro de cada componente sísmico por separado; sin embargo, los componentes horizontales y verticales deberán coincidir independientemente, si se utilizan otros métodos de coincidencia. El espectro objetivo será el SEE, que es el **máximo** de los espectros DSHA y PSHA (espectro de peligro uniforme).
3. La duración de las sacudidas fuertes del terreno es el parámetro crítico para los análisis inelásticos de la historia temporal de presas. En algunos códigos se define como el período "estacionario" de la fuerte sacudida del terreno. En una versión anterior del Eurocode 8 se daba un valor mínimo de 12 segundos y se proporcionaba una ecuación simple para relacionar la duración de la fuerte sacudida del suelo con el PGA. Este método se sigue utilizando en las directrices suizas sobre terremotos para presas. A ese respecto, las duraciones de las fuertes sacudidas de tierra de los registros de aceleración registrados propuestos son demasiado cortas y no son suficientemente conservadoras para la evaluación de la seguridad sísmica de las presas. Debe tenerse en cuenta que para el diseño sísmico y la evaluación de la seguridad de la presa no se utilizan terremotos reales. En este caso el ingeniero de presa debe proporcionar la información adecuada a los sismólogos y no al revés.
4. Espectro medio condicional (*Conditional Mean Spectra* o CMS por sus siglas en inglés): Estos espectros pueden ser aplicables a las estructuras lineales-elásticas, es decir, a las presas de hormigón sometidas al movimiento de tierra del OBE, pero no para la ESM, donde pueden esperarse importantes deformaciones inelásticas. No hay frecuencias propias (en el sentido matemático) de las presas de terraplén, que interactúan con el embalse y la roca de cimentación. El módulo de corte dependiente

de la tensión de cizallamiento utilizado en el método de análisis dinámico simplificado para presas de terraplén propuesto por Seed y Lysmer, que es ampliamente utilizado por empresas consultoras (por ejemplo, el programa GeoStudio), varía en un factor de hasta 10 para deformaciones pequeñas y grandes (sísmicas). En un análisis lineal, utilizando propiedades elásticas que varían tanto, el período de tensión pequeña aumentará aproximadamente en $\sqrt{10} = 3,1$. En el cálculo del CMS se da un período de 2 s, que podría aumentar (si se asume a partir de deformaciones unitarias) hasta 6,2 s. Por lo tanto, los CMS no son adecuados para presas de tierra. Todos los análisis de seguridad deben ser realizados por el SEE (máximo de DHSA y PSHA (10.000 años)).

A-4.5.6 Estudio de amenaza sísmica de 2021

El Informe de Análisis de Amenaza Sísmica del 12 de marzo de 2021 fue preparado por Integral en cooperación con Lettis Consultants International Ltd. de EEUU (Integral: Proyecto Hidroeléctrico Ituango, Actualización del estudio de amenaza sísmica, Informe Final, I-2194-PHI-010-GEO-EAS-001). El informe incluye las siguientes secciones principales:

- Sismotectónica,
- Análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA),
- Apéndice 1: Geología, y
- Memorando de Lettis del 14 de diciembre de 2020: Estudio PSHA de la presa de Ituango, Información complementaria de la caracterización de la fuente de la falla.

A-4.5.7 Evaluación del estudio sísmico de 2021

Alcances de la evaluación de la amenaza sísmica

Es importante que en el contexto de la evaluación de la seguridad sísmica de la presa y de los elementos críticos para la seguridad (es decir, el aliviadero, las descargas de bajo nivel) se tengan en cuenta todas las posibles amenazas sísmicas, es decir:

- Sacudidas del terreno que afectan a todas las estructuras y elementos al mismo tiempo.
- Movimientos a lo largo de fallas o discontinuidades activas en la huella de la presa.
- Movimientos a lo largo de fallas activas en la región del embalse.
- Movimientos de masa en los estribos de la presa que dañen elementos críticos para la seguridad (incluidas las compuertas, la alimentación eléctrica, los motores, las unidades de control, la alimentación de emergencia, etc.) o que obstruyan las tomas de agua.
- Movimientos de masa en el embalse que provoquen ondas de impulso en el mismo.
- Sísmicidad desencadenada por el embalse.

El informe de análisis de amenaza sísmica y el informe de análisis sísmico se refieren únicamente a las sacudidas del terreno y, por lo tanto, debe ser enmendado para las demás amenazas mencionadas.

Sismotectónica de la región del proyecto

Las principales preguntas a las que hay que dar respuesta en un estudio sismotectónico, que son relevantes para la seguridad de la presa, son las siguientes:

- ¿Existen fallas activas o potencialmente activas en la huella de la presa o que pasen por elementos críticos para la seguridad, como vertederos o descargas de fondo o de bajo nivel? En caso afirmativo, ¿dónde se encuentran localizadas las fallas y cuáles son los movimientos máximos de las mismas?
- ¿Existen discontinuidades (fallas secundarias, planos de estratificación, juntas, fisuras, zonas de cizallamiento, etc.) en la huella de la presa o que pasen por elementos críticos para la seguridad, como vertederos o descargas de fondo o de bajo nivel, que puedan activarse por fuertes terremotos cercanos? En caso afirmativo, ¿dónde se encuentran localizadas estas discontinuidades y cuáles son los movimientos máximos a lo largo de las mismas?
- ¿Cuáles son los peores escenarios sísmicos (epicentro, profundidad focal, geometría de la falla, mecanismo sísmico, longitud de ruptura, peor magnitud, etc.) para el emplazamiento de la presa? ¿Cuál es la mayor sacudida del suelo en el lugar de la presa?
- ¿Cuál es la probabilidad de sismicidad desencadenada por el embalse (RTS por sus siglas en inglés, *reservoir-triggered seismicity*) y cuál podría ser el evento más fuerte? ¿Cuál es la mayor sacudida del terreno en la región de la presa y del embalse debida a la RTS?

Las respuestas a estas preguntas básicas deben proporcionarse en un informe completo de análisis de la amenaza sísmica para los proyectos de grandes presas con gran volumen de almacenamiento.

Basándose en el incidente ocurrido en el estribo derecho en 2018, hay que suponer que los terremotos fuertes pueden causar más daños en las zonas de cizalladura y en la zona de roca alterada. Además, como el estribo izquierdo de la presa se encuentra en parte sobre un deslizamiento de tierra, la reactivación de este deslizamiento puede ser posible durante un terremoto fuerte.

Aunque se realizó un estudio sismotectónico completo en el contexto del análisis probabilístico de la amenaza sísmica, no se abordaron en detalle las preguntas anteriores, salvo los movimientos de masa en el embalse.

Análisis determinista de la amenaza sísmica (DSHA)

El movimiento del terreno en el emplazamiento de la presa debido a los peores escenarios sísmicos mencionados en la sección anterior debe estimarse y los parámetros de movimiento del terreno obtenidos del análisis determinista de la amenaza sísmica (DSHA por sus siglas en inglés, *Deterministic Seismic Hazard Analysis*) deben compararse con los

obtenidos del análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA por sus siglas en inglés, *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) para un período de retorno de 10.000 años. Los parámetros de movimiento del terreno del DSHA son valores del percentil 84 mientras que los del PSHA son valores medios de acuerdo con las recomendaciones del Boletín 148 de ICOLD. Los parámetros de movimiento del terreno más desfavorables de la DSHA y la PSHA se seleccionarán entonces para la evaluación de la seguridad sísmica de la presa de Ituango. Se utilizarán las mismas ecuaciones de predicción de movimientos del terreno (GMPE) y el mismo concepto de árbol lógico en ambos análisis de amenaza sísmica. Esta comparación aún no se ha realizado.

La necesidad de un DSHA ya fue mencionada por Pöyry en la discusión con Integral durante las reuniones de octubre y noviembre de 2018 en Medellín y se repitió varias veces en las revisiones y discusiones siguientes.

Integral y sus expertos sismotectónicos afirman que la definición de los peores escenarios requerirá otro estudio sismotectónico exhaustivo. Esto parece bastante extraño, ya que el estudio sismotectónico realizado para Ituango es exhaustivo y, por tanto, debería ser bastante directo definir dichos escenarios. Este fue el caso de todos los análisis de riesgo sísmico para grandes presas en los que participó Pöyry en los últimos años. En estos proyectos no fue necesario realizar estudios sismotectónicos adicionales. Sin embargo, está claro que podrían realizarse estudios adicionales para reducir el grado de incertidumbre en la estimación de los peores escenarios sísmicos, pero en vista de las grandes incertidumbres en otros campos de la evaluación de la seguridad sísmica de las presas, un refinamiento de la definición de los peores escenarios sísmicos no es un tema de alta prioridad. Desde el punto de vista de la ingeniería, en caso de duda, se recomienda hacer suposiciones conservadoras y demostrar que la presa es segura en ese caso.

Análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica (PSHA)

Visión general y concepto

Se llevó a cabo un PSHA según el estado-del-arte para determinar los parámetros de movimiento del terreno de diferentes terremotos de diseño con diferentes periodos de retorno utilizando ecuaciones actualizadas de predicción del movimiento del terreno (GMPE por sus siglas en inglés, *Ground Motion Prediction Equation*) para terremotos de tipo corticales y subducción.

En el concepto de árbol lógico se han combinado los parámetros de movimiento del terreno de los terremotos de tipo corticales y subducción. Hay que hacer referencia a esta combinación. Se recomienda separar estos dos tipos de terremotos y realizar los PSHA por separado. La asignación de pesos a los terremotos de tipo cortical y subducción puede ser problemática si se combinan ambos.

Pöyry duda de que la combinación de terremotos de tipo corticales y subducción utilizada por Integral sea correcta. Si los terremotos de tipo subducción desempeñan un papel menor, esta combinación da lugar a una reducción de la amenaza sísmica de los terremotos corticales, lo que sería problemático. El tratamiento por separado de los terremotos corticales y de subducción elimina esta ambigüedad.

En los proyectos de riesgo sísmico en los que participó Pöyry, los riesgos sísmicos debidos a los terremotos corticales y de subducción se trataron por separado.

Resultados del PSHA

Los principales resultados del PSHA requeridos por el ingeniero de presas son las gráficas/historias de aceleración vs tiempo para el Terremoto Base de Operación (OBE) y el Terremoto de Evaluación de Seguridad (SEE). Los correspondientes periodos de retorno recomendados en el Boletín 148 de ICOLD para presas de altas consecuencias como Ituango son 145 años y 10.000 años, respectivamente.

Los resultados estándar del PSHA son espectros de respuesta de aceleración (llamados espectros de amenaza uniforme (UHS)) para una relación de amortiguamiento de referencia del 5%. Los UHS no pueden utilizarse directamente para el análisis inelástico de las presas de terraplén. Estos análisis de deformaciones del sistema presa-embalse-cimentación deben realizarse en el dominio del tiempo y requieren la entrada sísmica en forma de gráficas/historias de aceleración vs tiempo. Como hay un número infinito de gráficas/historias de aceleración vs tiempo con el mismo espectro de respuesta de aceleración para una relación de amortiguamiento específica, la selección de gráficas/historias de aceleración vs tiempo adecuadas y compatibles con el espectro no es sencilla. Para la deformación inelástica de las presas de los terraplenes y el posible aumento de la presión del agua de los poros en los materiales saturados, es importante el número significativo de ciclos de carga, que puede representarse por la duración de las fuertes sacudidas del terreno.

En las directrices antisísmicas suizas para presas, la duración de las sacudidas fuertes del terreno, es decir, la duración del valor de la meseta de la envolvente de la aceleración máxima del terreno (PGA) de los acelerogramas sintéticos, se especifica como sigue

$$\text{➤ } T = 10 + 50 (\text{PGA}/g - 0,1); T \text{ en segundos, con } T_{\min} = 10 \text{ s.}$$

Si se utilizara esta relación para el SEE en Ituango con un PGA horizontal de 0,61 g, se obtiene $T = 35,5$ s.

Este valor es significativamente más largo que el de los registros de aceleración seleccionados para el SEE de Ituango, que es de unos 10 s.

Dado que las deformaciones inelásticas y el incremento de presión de poros dependen de T , la selección de T es una cuestión clave.

Dada la importancia de T en la evaluación de la seguridad sísmica de presas, deben seleccionarse registros de aceleración con una larga duración de las fuertes sacudidas del terreno para una estimación segura de las deformaciones inelásticas de la presa, etc. Los registros de aceleración seleccionados tienen duraciones bastante cortas de fuertes sacudidas del terreno, lo que da lugar a deformaciones sísmicas reducidas de la presa.

Además, los registros de aceleración seleccionados se ajustan bastante mal al llamado espectro de respuesta objetivo (UHS obtenido de PSHA), como se ve en la figura siguiente. La escala logarítmica da una impresión óptica errónea sobre el ajuste de los espectros de respuesta de aceleración seleccionados con el espectro objetivo (UHS desde PSHA). En los mismos períodos, los espectros de los registros seleccionados se desvían en un factor de hasta dos del espectro objetivo (UHS).

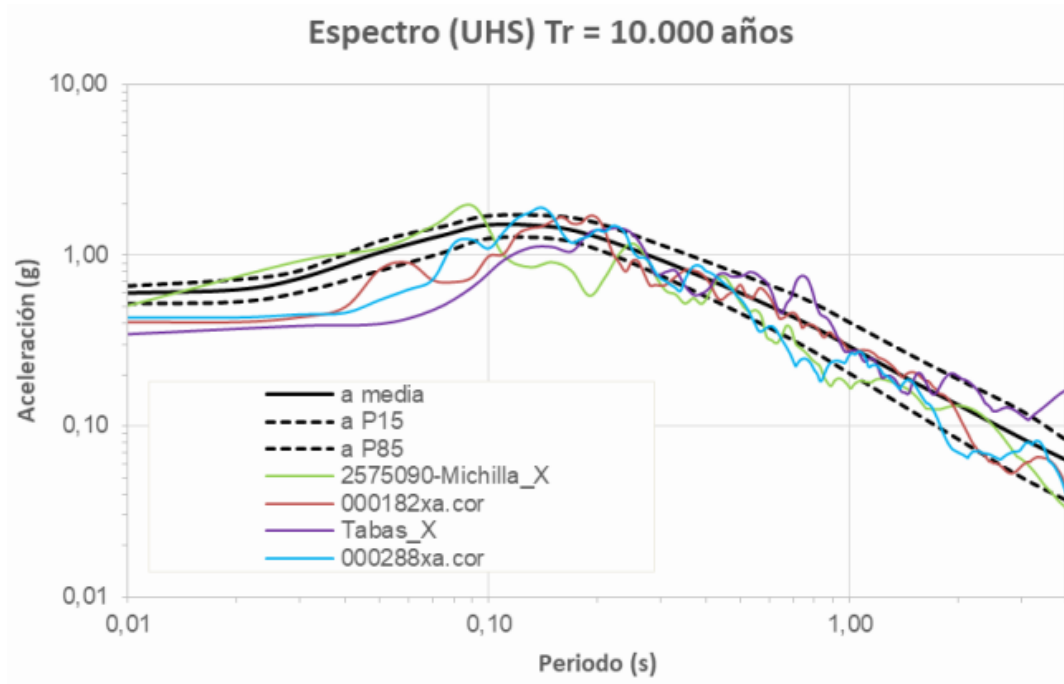


Figura 13-92: Espectros escalados al UHS para un Periodo de retorno de $T_r = 10.000$ años

En la práctica, es necesario hacer coincidir los registros de aceleración seleccionados con el UHS objetivo. En la figura siguiente se muestra un ejemplo de registro de aceleración con coincidencia de espectro. La línea azul indica el espectro de respuesta de un gráfico/historia de aceleración vs tiempo registrado, la línea negra el UHS objetivo y la línea roja punteada el espectro del registro de aceleración ajustado al espectro. Esta calidad de coincidencia del espectro también se espera para los registros que se utilizarán para el análisis de seguridad sísmica de Ituango.

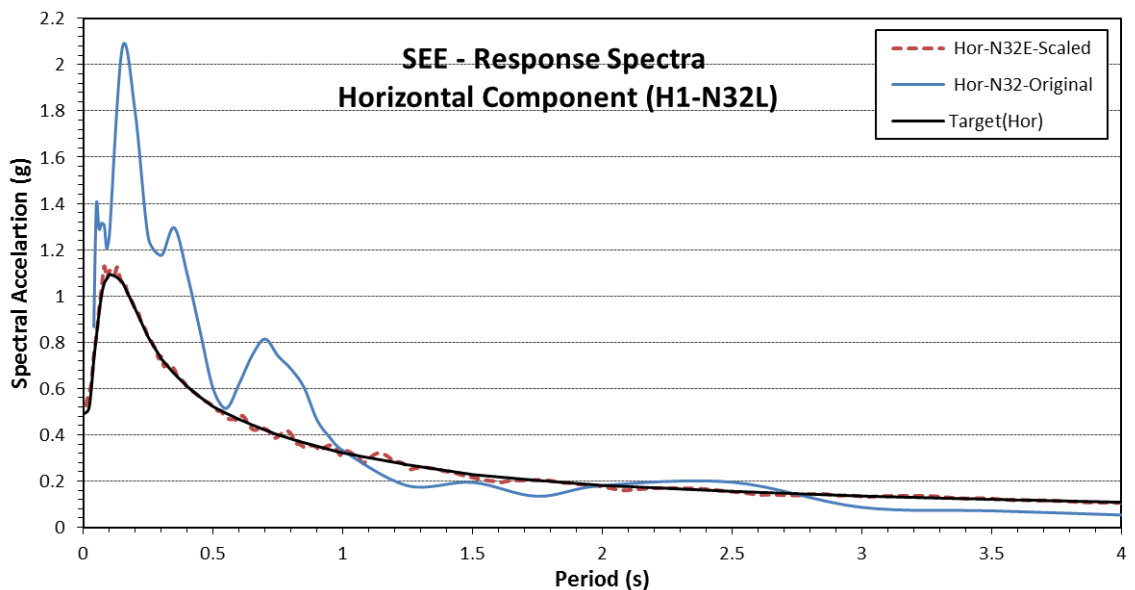


Figura 13-93: Ejemplo de registro de aceleración con coincidencia de espectro.

Puede concluirse que la duración de las fuertes sacudidas del terreno de los registros de aceleración seleccionados es corta (es decir, no es segura desde el punto de vista de la ingeniería) y que el ajuste con el UHS objetivo es pobre, en comparación con lo que puede considerarse el estado-de-la-práctica actual.

Hay que señalar que los registros de aceleración ajustados al espectro con una duración larga (o alargada) de fuertes sacudidas del terreno ya no son registros de aceleración reales, pero la respuesta dinámica de la presa debida a estas sacudidas "sintéticas" del terreno permite al ingeniero de presas llegar a un diseño seguro de la misma. Por supuesto, hay otros factores -no relacionados con el movimiento del terreno-, que contribuyen a la evaluación de la seguridad sísmica de la presa, es decir, modelos de suelo y de roca, los parámetros estáticos y dinámicos de los materiales, las hipótesis de análisis del modelo presa-embalse-fundación, etc.

Análisis de amenaza sísmica

Las principales conclusiones y recomendaciones son las siguientes:

1. La amenaza sísmica es una amenaza múltiple para los proyectos de grandes presas. El presente estudio sólo se refiere a las sacudidas del terreno.
2. Las amenazas que también hay que tener en cuenta son (i) las fallas activas o potencialmente activas en las huellas de la presa, el vertedero y las descargas de fondo o de bajo nivel, (ii) las fallas activas que atraviesan el embalse, (iii) los movimientos de masa en los estribos de la presa que bloquean las bocatomas o dañan los elementos o equipos críticos para la seguridad, (iv) los movimientos de masa en el embalse que crean ondas de impulso y el desbordamiento de la cresta de la presa (existe un informe separado sobre este tema), y (v) la sismicidad desencadenada por el embalse.
3. Debe realizarse un análisis determinista de la amenaza sísmica (DSHA) para los peores escenarios sísmicos. Los resultados del DSHA deben compararse con los del PSHA para un período de retorno de 10.000 años y los parámetros de movimiento del terreno más desfavorables deben utilizarse entonces para la comprobación de la seguridad sísmica de la presa.
4. En el PSHA los terremotos de tipo cortical y subducción deben tratarse por separado.
5. Los espectros de respuesta de las gráficas/historias tiempo vs aceleración utilizados para el análisis dinámico deben coincidir con los espectros obtenidos en el DSHA o el PSHA. Debe utilizarse el más desfavorable de estos dos espectros de respuesta.
6. Se deben seleccionar los registros de aceleración de larga duración de las fuertes sacudidas del terreno, ya que las deformaciones inelásticas de la presa y el aumento de la presión de poros dependen de este parámetro.

A-4.6 Análisis y evaluación

A-4.6.1 Análisis del diseño original de la presa

La estabilidad y seguridad del diseño original de la presa vigente hasta la contingencia en 2018, como se muestra en la Figura 13-75, se evaluó mediante análisis numérico. En un modelo bidimensional (2D) se consideró un corte de la sección transversal principal. Para

los casos de carga estática se ha considerado el estado de la presa al final de la construcción (con el embalse vacío), el embalse llenado y las condiciones de vaciado rápido. Con respecto a los casos de carga sísmica se han utilizado varios métodos de cálculo diferentes (Integral, 2018b):

- Análisis pseudo-estático
- Análisis Linear-elástico
- Análisis lineales equivalentes
- Método de deslizamiento de bloques según Newmark
- Análisis no lineal

Los comentarios sobre los análisis, entregado en mayor detalle en el informe de la tarea 3 de Pöyry (Pöyry, 2019a), se resumen a continuación:

- Se han mencionado dudas sobre las propiedades de los materiales (falta definir la variación relacionada con el nivel de las tensiones del ángulo de fricción, módulo de elasticidad de Young (E) alto lo que es poco realista).
- La documentación sobre los principales parámetros de materiales utilizados no parece completa, especialmente los correspondientes a los casos de carga sísmica (módulo de corte máximo G_{max} , la función de reducción G y el coeficiente de amortiguación).
- En el análisis no lineal realizado con el modelo 2D se proporciona información limitada sobre el software utilizado y las leyes de materiales consideradas. Sería necesario un considerable análisis de sensibilidad para garantizar que los resultados de los cálculos son adecuados y confiables. En el informe disponible no queda claro qué deformaciones cabe esperar durante los casos de carga sísmica.

Adicionalmente, el análisis de la presa se llevó a cabo bajo la consideración de un modelo tridimensional (3D) (Integral, 2017a; 2018b), utilizando el software de elementos finitos Midas (Figura 13-94). Aparte de la presa, el modelo considera las condiciones geológicas en las fundaciones de la presa, incluyendo la zona de propiedades desfavorables en el estribo izquierdo. Se efectuó un análisis de la historia temporal para un terremoto con un período de retorno de 10.000 años, que dio lugar a un desplazamiento máximo de 40 cm en la cresta de la presa en el centro de la misma. Se llegó a la conclusión de que la tensión que se produce está en límites aceptables y que la presa es capaz de resistir un terremoto de 10.000 años.

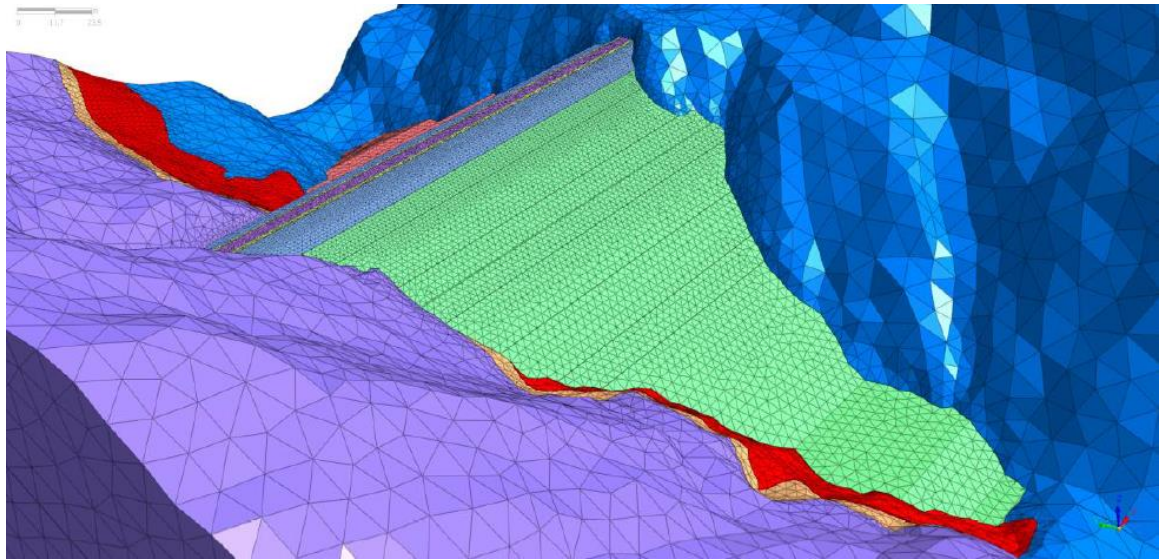


Figura 13-94: Modelo 3D de la presa Ituango incluyendo la cimentación (Integral, 2017a; 2018b)

A-4.6.2 Análisis de la presa con relleno prioritario (2018)

Se realizó un análisis de estabilidad para el diseño de la presa, que se desarrolló y construyó debido a la contingencia en abril/mayo de 2018. Así, el análisis consideró el estado provisional de la presa con el relleno prioritario, la cresta de la presa en la elevación de 410 msnm y el nivel del embalse a 409 msnm. El muro corta flujo aún no se había considerado.

Se realizaron análisis de estabilidad de los taludes para el caso de carga estática y el caso de carga dinámica (análisis pseudo-estático, evento sísmico de 100 años con $PGA = 0,04 g$). Además, se evaluó el potencial de erosión de la capa de sellado apoyando el análisis de filtración (software Midas). Para este estado provisional no se alcanzó el nivel de seguridad requerido con respecto al análisis de estabilidad del talud, ni se proporciona una resistencia suficiente de la capa de sellado (zona 1A) contra la erosión interna.

Los análisis descritos anteriormente se han comentado en el informe de la tarea 3 de Pöyry (Pöyry, 2019a). Los comentarios sobre los análisis y las conclusiones son obsoletos, ya que este estado provisional ya no existe. Se construyó el muro de corta flujo (sección A-4.6.3) y luego se terminó la construcción de la presa hasta su elevación final.

A-4.6.3 Análisis de la presa con relleno prioritario y muro corta flujo (Integral, 2018)

En 2018, la estabilidad de presa fue analizada con una modelación numérica en 3D, incluyendo el relleno prioritario y el muro corta flujo (con el software Midas) (Integral, 2018d). En el Modelo de Elementos Finitos (FE) se reprodujo la secuencia de construcción y la línea de tiempo de la construcción del embalse para obtener condiciones realistas de tensión-deformación en la presa. Las deformaciones fueron calibradas en base a las lecturas de los instrumentos de monitoreo. Las propiedades del muro corta flujo se asumen según

las especificaciones técnicas definidas por Integral. Para el cuerpo de la presa y el muro corta flujo se consideró un comportamiento elasto-plástico y el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

En los casos de carga estática para el muro corta flujo, la zona de mayor preocupación es cerca del estribo derecho (sección reforzada, véase la Figura 13-80), y en la parte inferior del muro de corta flujo, donde está empotrado en el núcleo. Además, se realizó un análisis de sensibilidad con respecto a las propiedades del muro de corta flujo. Los cálculos muestran que el comportamiento a la deformación y las tensiones calculadas dentro del muro pantalla se encuentran en límites aceptables. Para el terremoto de 10.000 años la máxima deformación en el centro de la presa cerca de la cresta de la misma en dirección horizontal se calculó en 0,85 m.

Con el mismo modelo 3D, Integral también llevó a cabo un análisis de filtraciones para calcular el gradiente hidráulico en el muro corta flujo. El cálculo revela que se espera que el gradiente hidráulico dentro de la pared diafragma es inferior a $i < 50$, lo que en general está en un orden de magnitud aceptable para un muro corta flujo.

Los cálculos fueron comentados en el informe de la tarea 3 de Pöyry (Pöyry, 2019a). Una gran incertidumbre radica en las propiedades del material del muro corta flujo, que se consideraron como fueron especificadas en el diseño, pero que podrían ser distintas a las condiciones in situ (ver sección A-4.2.2). Las características de los suelos y materiales elasto-plásticos considerados en los cálculos descritos anteriormente no reflejan adecuadamente las características reales de los materiales. En cualquier caso, los análisis de los casos de carga sísmica tuvieron que repetirse con el estudio de amenaza sísmica actualizado de 2021 (ver secciones A-4.5.6 y A-4.5.7).

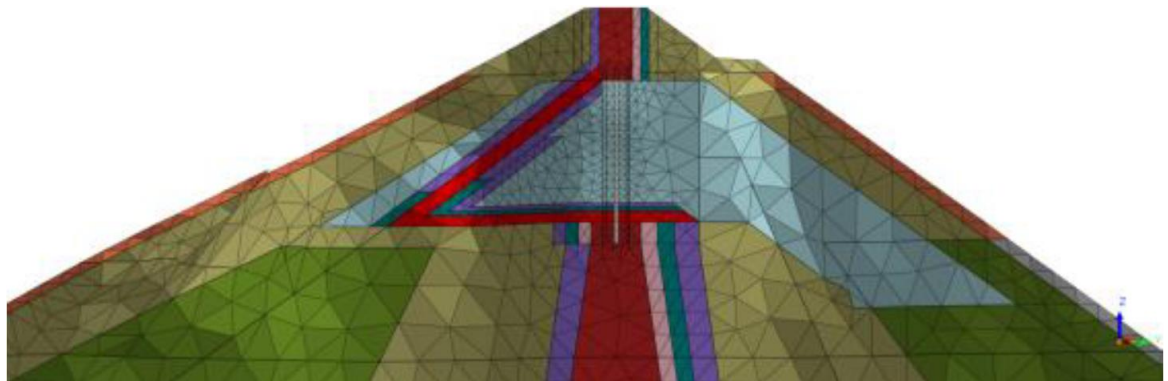


Figura 13-95: Detalle del modelo numérico de la presa con el relleno prioritario (Integral, 2018b; 2018d)

A-4.6.4 Análisis del muro de corta flujo (Hatch, 2019)

Hatch realizó un análisis de deformación por tensión con modelos de elementos finitos 2D y 3D bajo consideración de cargas estáticas y sísmicas. El propósito de los cálculos era evaluar el comportamiento de la pared de corta flujo incluyendo el potencial de daños. El estudio se terminó en fecha del 10 de diciembre de 2019 (Hatch, 2019). Los cálculos revelaron que no hay fisuras de material en el muro, excepto en el caso de carga SEE (Evaluación de Seguridad Sísmica), con el mayor potencial de fisuras de material dentro

del muro de corte en el contacto del estribo derecho. En el caso de carga SEE se concluyó que se produciría un aumento del caudal de filtración, pero no una liberación incontrolada de agua del embalse. Se supone que el proceso de sifonamiento (*piping* en inglés) toma tiempo en desarrollarse y, por lo tanto, pueden mitigarse. Por lo tanto, la presa de Ituango fue evaluada como segura.

Pöyry hizo una revisión del informe y los cálculos de Hatch, que se comunicó en un memorándum en mayo de 2020. Nuevamente se mencionaron dudas sobre la geometría y las propiedades del muro de contención, así como también sobre las cargas sísmicas consideradas. Además, los resultados y conclusiones del informe no son muy convincentes, ya que la carga de terremoto sólo se considera como un asentamiento vertical aplicando los gráficos de Swaisgood. La naturaleza oscilante del terremoto es ignorada.

A-4.6.5 Resultados del análisis estáticos y dinámicos (Integral, 2019)

En 2019, Integral comenzó con una actualización completa del análisis estático y dinámico de la presa, considerando el estado actual de la presa con relleno prioritario y muro de corta flujo. Los resultados de este estudio se han puesto a disposición de Pöyry (Integral, 2019a). Integral utilizó el software Midas y el mismo modelo 3D que para los cálculos anteriores (ver sección A-4.6.3). Además, se hicieron análisis en modelos 2D.

En el modelo 3D la construcción de la presa se modeló en 14 pasos para obtener las condiciones de tensión apropiadas en el cuerpo de la presa. Para el relleno de roca y los materiales de los filtros se utilizó el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Para el material del núcleo se utilizó el modelo Cam-Clay modificado, que fue calibrado en base a ensayos de edométricos realizados con material empréstito 1A. Para la fundación de la presa se utiliza el criterio de falla Hoek-Brown. El hormigón plástico del muro de corta flujo se modeló sobre la base de los resultados de los ensayos de compresión triaxial utilizando el criterio de falla de von Mises.

Las propiedades de materiales fueron calibradas en base a los asentamientos de la presa medidos hasta julio de 2019. Por consiguiente, el máximo asentamiento en la sección transversal más alta de la presa es de unos 2,1 m.

Además, se proporciona una predicción del asentamiento a largo plazo, teniendo en cuenta el tiempo necesario para el pleno desarrollo de la línea freática (línea de filtración) a través del núcleo. Para estas últimas deformaciones estáticas de la presa se calcularon las deformaciones en el muro de corta flujo. Como era de esperar, las máximas deformaciones se sitúan en la zona de contacto del corte con la roca del estribo y alcanzan valores de hasta 0,01.

Para el nivel de operación normal del embalse (420 msnm), se calculó que el gradiente hidráulico en la pared de corta flujo era de 40.

Los análisis estáticos de estabilidad de taludes y los análisis de filtración se realizaron con un modelo 2D de la sección transversal más alta de la presa utilizando el software Rocscience. Para el caso de carga extrema "vaciado rápido" se consideró el descenso del embalse desde 420 msnm hasta 390 msnm con una tasa de 1 m/día, y con una descarga de agua del embalse de 1.350 m³/s y apertura atípica o falla de las 4 compuertas del vertedero.

Para el caso de carga de crecida máxima, el nivel del embalse se tomó a la altura de 433 msnm. Para los análisis estáticos de estabilidad de talud se utilizaron los factores de seguridad exigidos por la norma USBR "Análisis de estabilidad estática de presas de terraplén" (*Static Stability Analysis Embankment Dam* en inglés). Los factores de seguridad de los taludes de la presa estaban todos dentro del límite requerido para todas las combinaciones de carga estática.

El ángulo de fricción es el principal parámetro de resistencia en el análisis de estabilidad de taludes. Para evaluar el efecto de los ángulos de fricción dependientes de la tensión en el material de enrocado se introdujeron en un enfoque simplificado tres zonas ($\varphi' = 45^\circ$ en la zona de superficie, $\varphi' = 38,4^\circ$ en las partes principales, incluida la parte inferior del cuerpo de la presa aguas abajo, y $\varphi' = 36,6^\circ$ en la parte inferior central de la presa). Los resultados para las dos metodologías son similares.

Para el caso carga de crecida y el caso de vaciamiento rápido del reservorio el análisis reveló el gradiente hidráulico es excedido en la base del relleno prioritario, lo que conlleva riesgo de erosión del material de relleno de la presa 1A. Con base en los resultados de ensayos de laboratorio realizados con material 1A se asumió un gradiente hidráulico crítico de 11. Los instrumentos instalados en la parte superior de la presa sirven para monitorear el comportamiento de la presa incluyendo el desarrollo de erosión interna. En el informe, se afirma que la instrumentación es adecuada para el monitoreo de la presa y para levantar alertas en caso de ser necesario.

Comentarios del análisis de la condición estática de la presa Ituango entregado por Integral (2019a) se muestran a continuación:

- El muro corta flujo fue construido cuando la presa tenía una elevación de 418 msnm. Esto significa que el muro corta flujo tuvo que soportar las deformaciones causadas por la construcción del terraplén desde la cota 418 msnm hasta la cresta de la presa en la cota 435 msnm. Los asentamientos diferenciales entre el tope del muro corta flujo (a 418 msnm, asentamiento de 46 cm) y en el pie del muro (a ~360 msnm, asentamiento de 26 cm) está en el rango de 20 cm (Figura 13-96), lo que debe ser considerado como un impacto sobre el muro corta flujo. Hasta el momento, solo se ha considerado asentamiento a largo plazo que ocurriría después de completar la construcción de la presa, lo que causaría asentamiento diferencial entre el tope y el pie del muro corta flujo de solamente unos 7 cm.
- Se recomienda que los resultados del análisis del muro corta flujo se presentaran de manera más detallada. Además, los esfuerzos de compresión en el muro deben ser mostrados.
- Como se mencionó anteriormente en este informe, la geometría del muro corta flujo y sus propiedades in-situ son cuestionables y puede que no hayan sido reflejadas adecuadamente (ver sección A-4.2.2). También se debe considerar el reforzamiento del muro corta flujo en los estribos (Figura 13-80). Dimensiones más grandes implica una mayor rigidez y, por tanto, fuerzas mayores.
- La conclusión de que la consideración de un ángulo de fricción constante implica resultados iguales o similares a los de haber considerado un ángulo de fricción dependiente de los esfuerzos no es muy convincente. Las zonas con ángulos de

fricción diferentes introducidos por Integral son demasiado grandes y, por tanto, un efecto limitado. También se debe analizar el límite inferior de los ángulos de fricción.

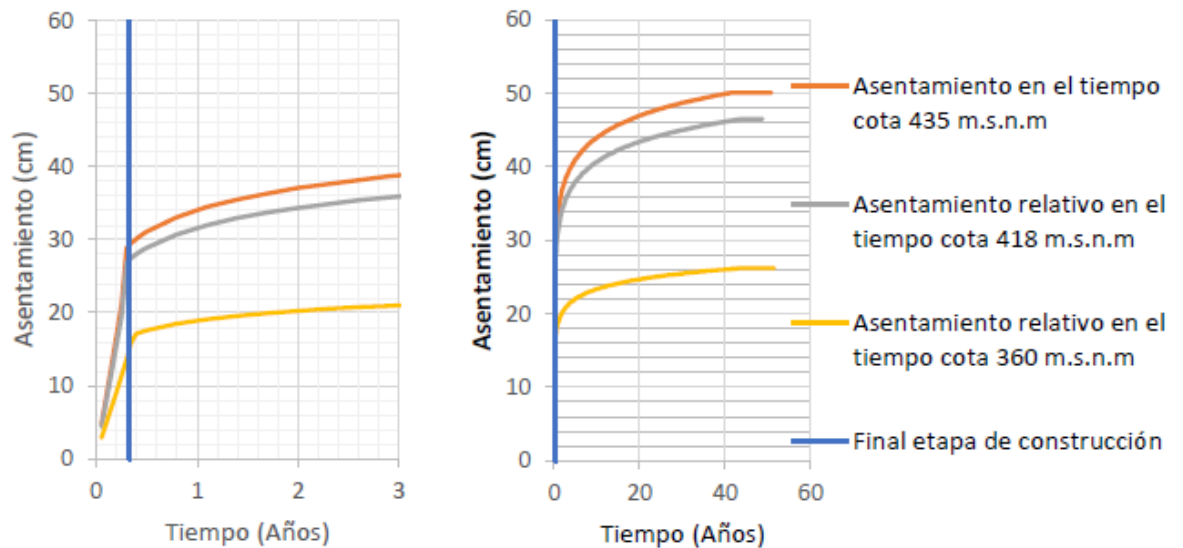


Figura 13-96: Asentamiento relativo del cuerpo de la presa en varias elevaciones debido a la construcción de la presa desde 418 msnm hasta 435 msnm; diferente escala de tiempo en la imagen de la izquierda y la derecha (Integral, 2019a)

El análisis de los terremotos se llevó a cabo para el Sismo base de operación (OBE, *Operating Bases Earthquake*, período de retorno 145 años) y el Sismo de Evaluación de la Seguridad (SEE, *Safety Evaluation Earthquake*, determinado probabilísticamente, período de retorno 10.000 años). Las deformaciones potenciales debidas a estas cargas sísmicas se han estimado utilizando tres métodos diferentes:

- i) El método de bloques deslizantes según Newmark;
- ii) El método lineal-equivalente; y,
- iii) El análisis tiempo-historia no lineal.

El análisis de Newmark (i) y el método lineal equivalente (ii) se analizaron utilizando un modelo 2D (con la sección más alta de la presa). Para el análisis tiempo-historia no lineal (iii) se utilizó un modelo 3D.

(i) Análisis según Newmark

La aceleración de fluencia (*yield acceleration* en inglés) para los círculos de deslizamiento críticos en la cara de aguas arriba y aguas abajo cerca de la cresta de la presa está en el rango de 0,24 g a 0,5 g. En el análisis simplificado de estabilidad dinámica del talud, la aceleración horizontal en la base se multiplicó por un factor de amplificación obtenido a partir de un análisis simplificado de propagación de ondas. Para el OBE casi no se calcularon movimientos de deslizamiento (máx. 5×10^{-5} m). Sin embargo, para el SEE se obtuvo una deformación de deslizamiento máxima de 0,13 m a partir del análisis de bloques de deslizamiento de Newmark. Integral sostiene que tal deformación no causaría un riesgo de sobrepasar la cresta ya que la revancha de 15 m es adecuada.

(ii) Método lineal-equivalente

El módulo de corte máximo G_{\max} se determinó sobre la base de ensayos de refracción sísmica realizadas en el eje de la presa a una altura de 415 msnm. La disminución del módulo de corte G con el aumento de la deformación por corte, así como el aumento del factor de amortiguación D con el aumento de la deformación por corte, se han tomado de la literatura.

Para el OBE el desplazamiento máximo en la cresta de la presa se calculó en 20 cm con deformaciones calculadas del muro de corta flujo dentro de los límites aceptables de deformabilidad. Por lo tanto, se concluye que se cumplen los criterios de la ICOLD para el OBE. Para el SEE se obtuvieron deformaciones máximas de 75 cm en el núcleo por encima de la cota 420 msnm, lo que corresponde a una deformación del 7% al 9%. En el muro corta flujo, en su intersección con el núcleo, la deformación se calculada está entre un 5% a 6%. Se concluyó que las deformaciones están dentro de los límites aceptables para los diversos materiales, incluida el muro corta flujo, lo que está en conformidad con los resultados de los ensayos triaxiales.

(iii) Análisis no lineal

Con el análisis tiempo-historia no lineal el máximo desplazamiento inelástico de la presa debido al SEE es de 0,9 m (Figura 13-97). La máxima deformación por corte en el núcleo por encima de la elevación de 418 msnm es del 7%. Se concluye que no se espera que se desarrolle una zona de ruptura distinta en el cuerpo de la presa.

En el muro de corta flujo se obtuvieron deformaciones máximas por corte de 1,5% y esfuerzos de tracción máximo de 1,1 MPa. Como los esfuerzos de tracción superan la resistencia a la tracción del hormigón plástico del muro corta flujo, podrían aparecer grietas localmente, especialmente en la parte derecha del muro. Se concluye que no se espera una liberación incontrolada de agua y por lo tanto se cumplen los criterios de ICOLD (Boletín 148 de ICOLD). Sin embargo, para hacer frente a cualquier problema de seguridad en esta zona debería ser posible bajar el nivel del embalse por posibles inspecciones y trabajos de rehabilitación o reparación. Integral recomienda la bajada del embalse hasta la cota 390 msnm.

A continuación, se presentan los comentarios a los resultados de los cálculos facilitados por Integral (2019a). Los comentarios pueden no ser concluyentes. Los cálculos finales deben ser discutidos y evaluados adecuadamente, una vez que estén disponibles.

(0) Comentarios generales

- Para los casos de carga sísmica se consideró el estudio sísmico de 2010. Por lo tanto, el análisis de Integral de 2019 sólo proporcionó resultados preliminares. Fue necesario repetir el análisis sísmico con los datos de entrada del estudio sísmico de 2021 (ver sección A-4.6.6).
- Comentarios acerca del ángulo de fricción del material de relleno de la presa, ya se han proporcionado anteriormente. Además, se hace notar que para el análisis de deformación deberían usarse ángulos de fricción residuales.

- La seguridad de la presa debe ser evaluada basándose en las deformaciones totales, considerando distintas cargas y el impacto de los terremotos descritos anteriormente, junto con el asentamiento a largo plazo. También, la seguridad de la presa debe ser evaluada basándose en el modo de falla y un análisis de efectos que causaría su falla.

(i) Análisis según Newmark

- El análisis según Newmark solo considera deformación del círculo de deslizamiento hacia aguas abajo. No se explica por qué no se consideraron círculos de deslizamiento hacia aguas arriba.
- Superficies de falla someras que no incluyen la cresta y atraviesan solo el relleno de roca no son relevantes para la seguridad global de la presa, a pesar de que su aceleración de fluencia (*yield acceleration* en inglés) sea mínima. Las superficies de falla crítica de la presa deben ser elegidas de tal manera que pasen por filtros y/o el muro corta flujo para verificar que la erosión interna no podría generarse a partir de la falla de estos elementos. No está claro si las superficies de falla a través de la pared de cemento-bentonita se consideran adecuadamente.

(ii) Método lineal equivalente

- El gráfico del informe de Integral para la disminución del módulo de corte G con la deformación por corte que aumenta muestra propiedades similares para el núcleo, filtro y materiales del relleno de rocas, lo que no es realista. Las unidades en el eje vertical y horizontal no permiten una interpretación apropiada del gráfico lo que debe ser corregido.

(iii) Análisis no lineal

- El análisis dinámico no lineal de los modelos 3D de la presa representa una tarea mucho más desafiante que los análisis 2D mencionados anteriormente. Es muy difícil de encontrar algún caso de estudio en donde se hayan ejecutado análisis sísmicos 3D no lineales para presas. Por lo tanto, es difícil argumentar que un programa es adecuado o no. Solo hemos notado que el programa geotécnico FLAC-3D no era adecuado para el análisis de una presa con relleno de rocas en una región con alta sismicidad en Irán con una aceleración máxima del suelo de 0,75 g. Además, para análisis no lineales se requieren parámetros de los materiales adicionales, los que pueden no estar disponibles. Por consiguiente, se requerirán varios análisis de sensibilidad. Como las principales preocupaciones de seguridad de la presa están en el sector de la cresta con el muro corta flujo, para el análisis de elementos finito se requiere una malla muy fina de ese sector, lo podría resultar en un esfuerzo computacional excesivo. Si como resultado de las limitaciones de los recursos computacionales solo uno o dos casos pueden ser analizados, los resultados de dicho análisis tienen poco valor. El programa Midas fue utilizado en una presa con relleno de rocas con 156 m de altura en Irán, pero debido a todas las incertezas del modelo el diseño final de la presa se basó en los resultados del modelo 2D.

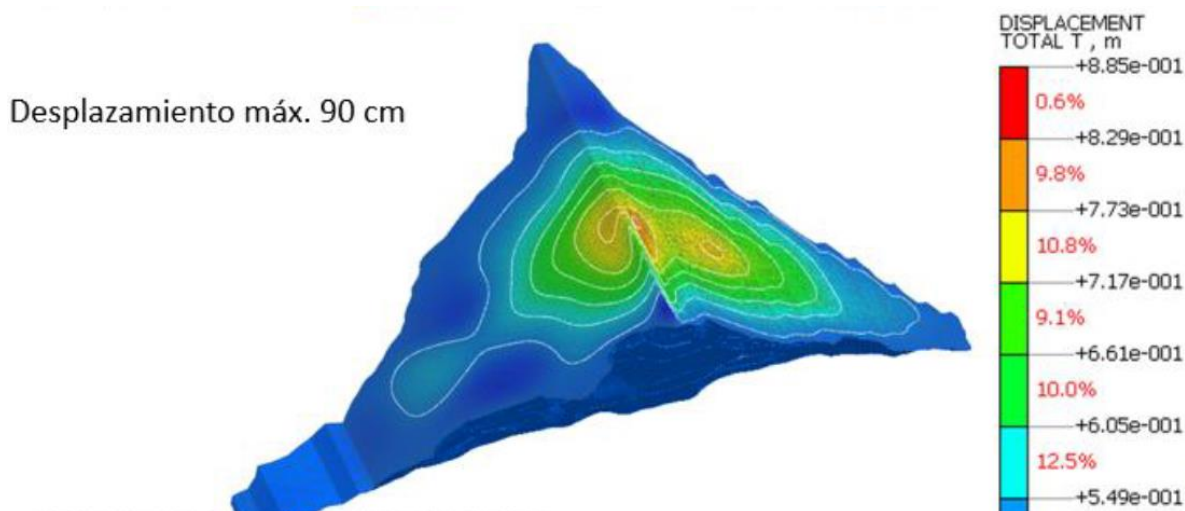


Figura 13-97: Deformaciones máximas cerca de la cresta de la presa, calculado por el modelo 3D considerando el SEE (Integral, 2019a)

A-4.6.6 Análisis final de la presa, Integral 2021

Introducción

El informe final del análisis de estabilidad estática y dinámica elaborado por Integral fue entregado en abril de 2021 (Integral: Análisis de estabilidad estática y dinámica de la presa, I-2194-PHI-041-GEO-IFP-001, abril-2021). Se adjuntaron once anexos al informe.

El informe incluye los elementos que se enumeran a continuación.

- Descripción del modelo y de las leyes de los materiales considerados.
- Características y propiedades de los materiales.
- Análisis estático de la presa.
- Análisis dinámico de la presa:
 - Análisis elástico lineal,
 - Análisis lineal equivalente, y
 - Análisis Newmark

En las secciones siguientes se comentan los distintos puntos. El informe muestra algunas modificaciones con respecto a estudios anteriores, que no se explican.

Información básica y supuestos

Leyes constitutivas

En los análisis se utilizaron las siguientes leyes constitutivas, que se describen en el informe:

- Los modelos Modified Cam Clay (MCC) y Hardening Soil (HS), considerados para el núcleo de relleno de tierra, y

- El modelo Hardening Soil (HS), considerado para los espaldones de enrocado, el filtro y las zonas de transición.

Se utilizaron los siguientes criterios de ruptura:

- Mohr Coulomb para las diferentes zonas de la presa, y
- Criterio de fallo de Hoek-Brown para la roca de fundación.

Los comentarios son los siguientes:

- Los términos "Cam Clay" (CC) y "Modified Cam Clay" (MCC) se utilizaron como sinónimos en el informe, lo que no es correcto. De las ecuaciones utilizadas se entiende que se ha considerado el modelo MCC, y no el modelo CC.
- Los términos modelo "Hardening Soil" (HS) y modelo "Hardening Soil Small Strain" (HSsmall o HSS) también se utilizaron como sinónimos en el informe, lo cual no es correcto. En el texto y las ecuaciones proporcionadas no queda claro si se ha utilizado el modelo HS o el HSS. Esto debe aclararse.

Propiedades del relleno de la presa

El material del núcleo de tierra/terraplén es clasificado principalmente como arcilla de baja plasticidad / arcilla magra (CL). Hay una alta dispersión en las propiedades del suelo. Evidentemente, el núcleo de terraplén es bastante heterogéneo:

- el contenido de finos oscila entre el 1.5% y el 49% (media del 23%)
- el límite líquido varía entre el 3% y el 45% (media del 29%), y
- el módulo determinado en la prueba edométrica varía entre 20 MPa y casi 200 MPa

Para la zona de transición 3A y para las zonas de enrocado 3B y 3C el ángulo de fricción está dado para tres niveles de tensión (0.1, 0.6 y 1.2 MPa). Sin embargo, no se ha desarrollado ni considerado en los análisis ninguna relación del ángulo de fricción dependiente de la tensión.

Los espaldones de la presa se componen principalmente de material de enrocado 3B y 3C. Para estas zonas de enrocado se han considerado las propiedades de los materiales del proyecto de Río Tano para el proyecto de Ituango, que también se encuentra en Colombia y tiene "características similares". Información sobre las propiedades del enrocado de Río Tano fue entregada posteriormente en la reunión virtual con EPM e Integral del 27 de agosto de 2021. La información debe ser suministrada en el informe.

En la sección 5.5 del informe es presentada una tabla resumen con las propiedades de los materiales utilizados en los análisis. Los valores mostrados en la tabla no son totalmente coherentes con los valores mostrados anteriormente en el informe.

Pantalla corta flujo

La Pantalla corta flujo o muro de corte se construyó como muro de cemento-bentonita. En comparación con el contenido general de los muros de corta flujo en presas, en Ituango el

contenido de cemento es más alto y el de bentonita más bajo (véase el Boletín 150 de ICOLD "Cutoffs for Dams", 2018).

Las propiedades del muro de corte se determinan en base a muestras de la lechada de cemento-bentonita. Integral proporciona un extracto de los resultados de las pruebas en el Informe de Análisis de Estabilidad. Se proporcionó información complementaria en la reunión virtual del 28 de agosto de 2021 (con participantes de EPM, Integral y Pöyry). Además, se señala que Hatch realizó una campaña de investigación sobre el material del muro de corta flujo. Los resultados están documentados en el informe "Resumen y evaluación del programa de pruebas de cemento-bentonita", documento H360275-00000-200-230-0004, Rev. A, del 13 de noviembre de 2020.

Se produjeron problemas durante la construcción del muro de corta flujo (ver sección A-4.2.2), que se resumen, por ejemplo, en el Informe de la Tarea 11 de Pöyry (Dictamen Final - Resolución 820). Por ejemplo, la almeja de maquinaria se perdió varias veces durante la construcción del muro de corte. El proceso de endurecimiento del muro de corta flujo debe haberse iniciado ya cuando era necesario recuperar la almeja, lo que supone una clara alteración de la homogeneidad del muro de corte. Se debe suponer que las condiciones del muro de corte in situ no son tan homogéneas y no son similares a las propiedades de las muestras utilizadas para las pruebas de laboratorio.

Además, es de suponerse que la geometría in situ del muro cortado difiere de la geometría diseñada. Están documentadas desviaciones de los paneles, así como las actividades de rescate de las almejas perdidas (ver sección A-4.2.2). Además, un gran volumen de la lechada de cemento-bentonita se perdió dentro del gran cuerpo de la presa de Ituango. En la fase inicial de construcción del muro de corta flujo el factor de consumo de la lechada fue de casi 4, lo que significa que el 300% del volumen de los primeros paneles desapareció en el cuerpo de la presa. Debido a todos estos problemas hay que suponer que la geometría in situ del muro de corta flujo difiere considerablemente de su diseño (ver sección A-4.2.2).

Cimientos de la presa

El informe I-2194-PHI-041-GEO-IFP-001 del Abril-2021 distingue 4 clases de calidad de roca en la fundación de la presa (Figura 13-98).

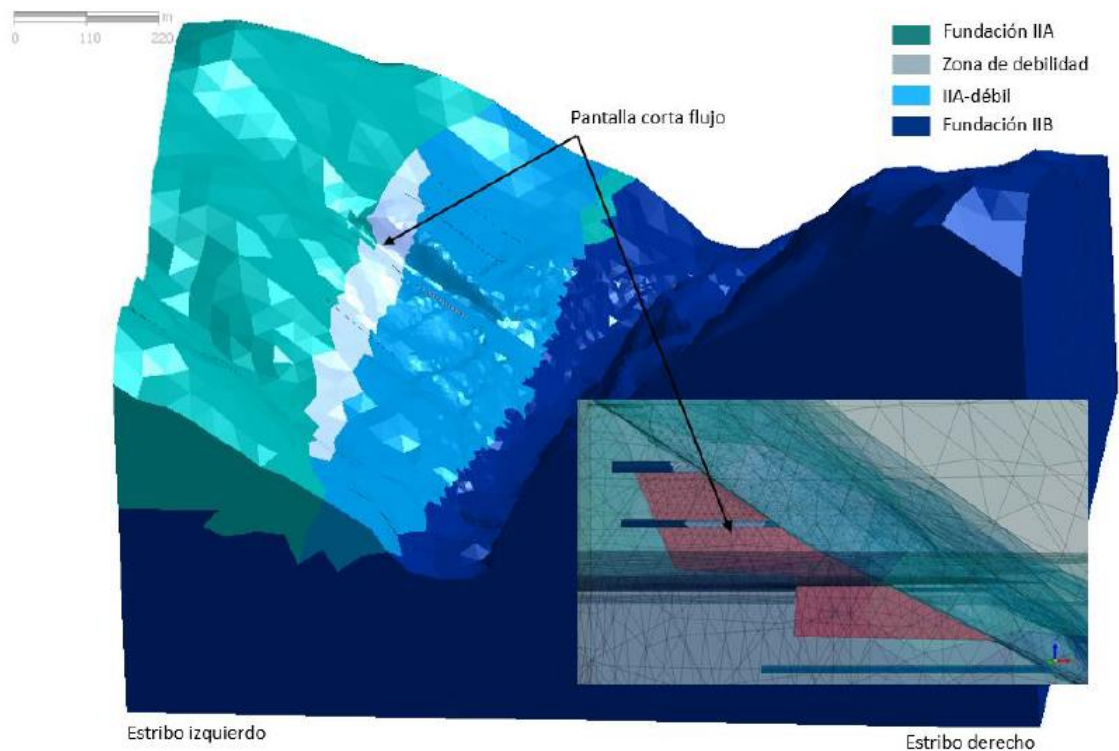


Figura 13-98: Distribución de distintas clases de roca en la fundación de la presa, introducidas en el modelo Midas de la Asesoría

Por la presencia de filones de material cizallada y de grietas rellenas de suelo se decidió instalar un muro corta flujo en este sector de roca de calidad reducida, realizado por pilotes secantes.

El modelo 3 D introduce en la fundación de la presa una zona de material débil en la parte superior del estribo izquierdo. Las propiedades atribuidas aparentemente son del tipo Mohr-Coulomb de pseudo continuo.

Se considera importante sacar de la simulación numérica también las deformaciones en el interior de la fundación donde pueden afectar el muro de pilotes secantes.

La exploración geofísica comprueba un rango importante en la variación de la calidad de la roca de fundación en el estribo izquierdo de la presa.

Análisis de la presa

Modelo numérico

Se utilizó el software de elementos finitos Midas (Midas GTS NX, 2018). El modelo se calibró a partir de los datos de monitoreo. No se proporciona la ubicación de varios instrumentos, lo que hace difícil juzgar sobre la importancia de la diferencia entre los valores medidos y los calculados.

Hay diferencias considerables entre los datos medidos y los monitoreados, por ejemplo, hasta un 22% para los piezómetros y un 62% para las presiones horizontales en las celdas

de presión. Las razones de estas diferencias y su posible impacto en los resultados del análisis numérico no se discutieron.

Además, se subraya que cada modelo numérico sólo puede reproducir la realidad hasta cierto punto. Especialmente en los análisis sísmicos hay que hacer una serie de suposiciones para simplificar. Entre ellas se encuentra la desestimación de la presión hidrodinámica sobre el cuerpo de la presa resultante del embalse compresible o incompresible, la suposición de un movimiento del suelo uniforme a lo largo de los límites de la cimentación del modelo de elementos finitos y la desestimación de la masa en la roca de la cimentación, que es muchas veces más rígida que la presa de escollera. Hay otras suposiciones relativas a los modelos de materiales y a las propiedades de los materiales en condiciones estáticas y dinámicas.

Análisis y condiciones estáticas

En el análisis estático sólo se consideraron los círculos de deslizamiento o planos de falla en la cara de aguas abajo. También debe analizarse la estabilidad del talud de la cara de aguas arriba. Especialmente, el caso de carga de desembalse rápido puede ser crítico.

Análisis dinámico

Cargas sísmicas

El estudio sísmico y las cargas sísmicas a ser consideradas se comentan en sección A-4.5. Sin embargo, se proporcionan algunos comentarios que se refieren al análisis dinámico.

No se considera el desplazamiento de la falla en la cimentación de la presa. No se discute que tales escenarios puedan ser despreciados.

Sólo se ha realizado un estudio de análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA). Para este importante proyecto, debería elaborarse también un estudio de análisis determinista de la amenaza sísmica (DSHA). Para la Evaluación de la Seguridad Sísmica (SEE) se considerarán los valores máximos de la amenaza sísmica del PSHA (evento de 10.000 años) y del DSHA para el análisis sísmico del cuerpo de la presa, de los elementos críticos para la seguridad, así como de los taludes rocosos críticos en el emplazamiento de la presa y en el embalse.

La duración de las fuertes sacudidas del terreno de los gráficos/historias de aceleración vs tiempo escalados es bastante corta. Deben considerarse otros gráficos/historias de aceleración vs tiempo con una mayor duración de las fuertes sacudidas del terreno, ya que las deformaciones inelásticas de la presa dependen de este parámetro.

Integral considera los espectros medios condicionales (CMS) para el análisis sísmico. El enfoque con el CMS no es aceptado por Pöyry. El CMS se desarrolló en California para el análisis sísmico de edificios. A. Chopra introdujo el CMS para presas de hormigón (referencia a su libro "Earthquake Engineering for Concrete Dams", publicado en 2020). No se conocen proyectos de referencia relevantes en los que se haya utilizado el CMS para una presa de terraplén de gran tamaño.

Desde el punto de vista técnico, cabe señalar que las frecuencias propias se calculan bajo la consideración de comportamiento elástico lineal. Las presas de terraplén no tienen un comportamiento elástico lineal. La frecuencia propia de una presa de terraplén cambia con

el tiempo durante un terremoto. Además, el mecanismo de amortiguación de una presa de terraplén durante un movimiento sísmico es de naturaleza no proporcional. El concepto CMS considera una amortiguación constante, lo que no es adecuado. Sólo se deberán considerar las gráficas/historias de tiempo que concuerdan con el espectro de amenaza uniforme.

Análisis de gráfica/historia de tiempo no lineal

En general, apenas hay estudios de casos disponibles en la literatura en los que se hayan realizado análisis sísmicos 3D no lineales para presas. Por lo tanto, es difícil argumentar que los parámetros considerados son adecuados y que los resultados son correctos.

En vista de las incertidumbres en las combinaciones de movimientos del terreno y cargas sísmicas del SEE, las propiedades de los materiales y los modelos de análisis, es necesario realizar análisis de sensibilidad y, para su verificación, una comprobación con un análisis sísmico 2D estándar.

Debido a los largos tiempos de cálculo del modelo de presa en 3D, los análisis de sensibilidad son poco viables. Por lo tanto, se requerirían análisis de sensibilidad utilizando el método lineal-equivalente y el análisis Newmark de los taludes críticos.

Para el Terremoto de Base Operativa (OBE), las deformaciones máximas obtenidas del análisis dinámico del modelo 3D de la presa dan como 20 cm en la cresta de la presa. Debe indicarse la dirección de estos desplazamientos. Para el muro de corta flujo, la deformación unitaria máxima de compresión se ha calculado en 1,4% y la tensión máxima de tracción en 100 kPa.

Para el Terremoto de Evaluación de Seguridad (SEE) el desplazamiento de deslizamiento en el talud de aguas abajo se calculó como 3,36 m, el desplazamiento máximo de la cresta como 0,61 m y la aceleración máxima de la cresta como 0,6 g. No está claro si las aceleraciones mostradas son la aceleración absoluta o relativa.

Para la combinación de carga SEE, las deformaciones unitarias máximas de compresión en el muro de corta flujo se calcularon en un 6%. Se esperan tensiones de tracción de unos 200 kPa en grandes áreas del muro de corta flujo, y la tensión máxima se calculó en 400 kPa. Es posible que el muro de corta flujo no pueda resistir estas deformaciones unitarias y tensiones de tracción, lo que requiere una mayor explicación. También se indica que Hatch concluyó en su análisis que se espera el agrietamiento del muro de corte debido al SEE (véase el documento H360275-00000-200-230-0003, Rev. 1, de 11 de junio de 2021, ver sección A-4.6.7).

Método lineal equivalente

El cuerpo de la presa se dividió en cuatro zonas con diferentes tensiones de confinamiento (200 kPa, 400 kPa, 700 kPa y 1500 kPa). Desafortunadamente, no se consideraron ángulos de fricción dependientes de la tensión real (sobre la base de una ecuación empírica).

El módulo de corte máximo G_{max} para el material del núcleo se determinó a partir de la velocidad de la onda de cizallamiento $V_s = 200$ m/s. No se da ninguna indicación sobre la determinación de G_{max} para los demás materiales de la zona de la presa. Especialmente,

G_{max} de los materiales de enrocado 3B y 3C proporciona un parámetro importante para el análisis de terremotos, y se supone que es demasiado bajo.

Debido a las grandes incertidumbres en las propiedades dinámicas de los materiales de la presa, es decir, el módulo de cizallamiento dependiente de la deformación y la relación de amortiguación, deben realizarse análisis de sensibilidad para las combinaciones de las propiedades de los materiales con límites superiores e inferiores.

Los resultados del análisis sísmico se limitaron a los registros de aceleración SEE-182 y OBE-El Mayor, que proporcionaron los mayores desplazamientos del análisis no lineal del modelo 3D de la presa. Se recomienda realizar el análisis 2D también para los demás registros sísmicos. Sin embargo, para los estudios de sensibilidad, sólo se puede considerar un registro sísmico (es decir, el peor caso).

Para todos los análisis sísmicos se deberá utilizar registros de aceleración de espectro ajustados. En todos los casos se utilizarán los espectros de amenaza uniforme obtenidos a partir del PSHA o los espectros de aceleración obtenidos a partir del DSHA como espectros objetivo en el análisis de correspondencia de espectros (es decir, no se debe utilizar espectros medios condicionales).

El análisis 2D suele realizarse para la sección transversal más alta de la presa. También debería realizarse un análisis 2D para otra sección transversal de la presa, por ejemplo, una sección en el punto ubicado en un cuarto de la longitud de la cresta de la presa.

El principal resultado del análisis dinámico 2D, relevante para la evaluación de la estabilidad dinámica de la parte superior de la presa de Ituango, es la aceleración absoluta en el cuerpo de la presa. Para la evaluación del posible incremento de presión de poros en el material saturado (principalmente el material del núcleo) se requieren las gráficas/historias de tiempo vs deformación de cizallamiento unitaria. Sin embargo, en el presente análisis no se ha evaluado la presión de poros dinámica y tampoco se ha tenido en cuenta en los análisis dinámicos de estabilidad de taludes (aplicables en la cara de aguas arriba de la presa). Con base en ensayos triaxiales dinámicos a gran escala con probetas cilíndricas de 30 cm de diámetro y 60 cm de altura, que permitían ensayar áridos con un tamaño máximo de unos 6 cm, se recomendó considerar un incremento de la presión de poros, que podría representarse por una reducción del ángulo de fricción residual de unos 3 grados. La PGA del SEE para ese proyecto de presa de 117 m de altura fue de 0,43 g (presa Mattmark, Suiza). Estas pruebas se realizaron para Pöyry.

Análisis Newmark

Para el análisis Newmark se utilizó el software Slide de RocScience. Se supone que el análisis se realiza en un corte 2D de la presa, aunque esto no se menciona en el informe.

El análisis Newmark sólo considera el deslizamiento de los círculos de deslizamiento y no tiene en cuenta la densificación del cuerpo de la presa. Para el cálculo de la deformación de la cresta se debe tener en cuenta el asentamiento debido a la densificación. Para estimar estos asentamientos sísmicos se pueden utilizar métodos empíricos.

Para todos los análisis de bloques deslizantes, se deberán utilizar tres terremotos con registros de aceleración de espectro ajustado.

Para el cálculo de la aceleración de fluencia de las masas críticas se deberán utilizar propiedades de resistencia residual (es decir, ángulos de fricción residual y cohesión cero). Deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del aumento de las presiones del agua de los poros.

Las superficies críticas de rotura de la presa deben seleccionarse de forma que atraviesen los filtros y/o el muro de corte y que la erosión interna pueda resultar del fallo de estos elementos (Figura 13-99). También se deberá evaluar el plano de deslizamiento a lo largo de la zona inclinada del relleno prioritario, que puede ser crítico debido a la relativa poca resistencia del relleno prioritario. Las superficies de fallo poco profundas que no incluyen la cresta y que sólo pasan por el enrocado no son relevantes para la seguridad, aunque su aceleración de fluencia podría ser mínima. Hay que añadir los desplazamientos por deslizamiento a lo largo de las caras aguas arriba y aguas abajo.

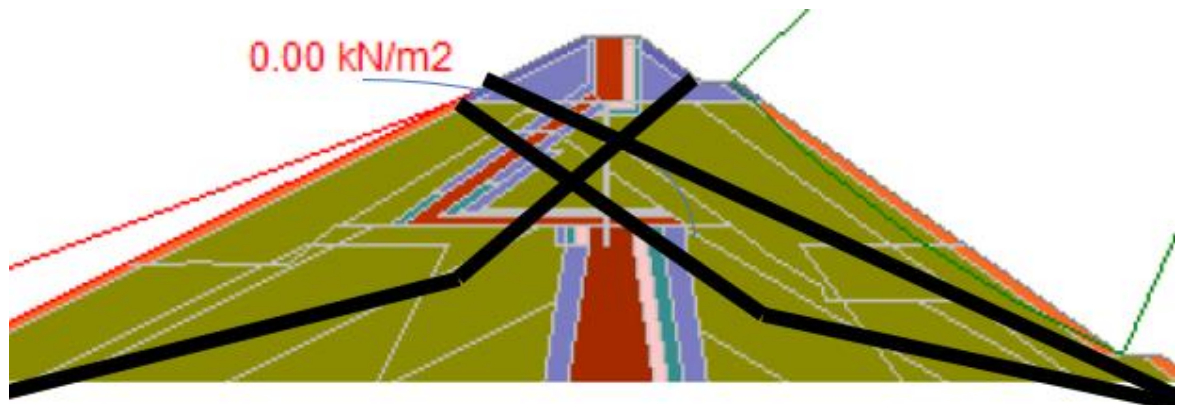


Figura 13-99: Superficies de deslizamiento crítico idealizadas que deben considerarse en la evaluación de la seguridad de la presa

Comportamiento de la presa durante un terremoto

Se dan ejemplos de presas de terraplén con núcleo de relleno de tierra que funcionaron bien durante los fuertes terremotos. Sin embargo, la presa de Ituango con un muro de corta flujo en la zona alta es un proyecto único. El muro de corta flujo es una zona de debilidad que no tiene ninguna de las presas citadas en el informe de Integral. Por lo tanto, los ejemplos proporcionados no pueden utilizarse como referencia para Ituango.

Estribo izquierdo

Como ya se ha comentado en la sección A-4.5, la seguridad sísmica de la presa no se limita únicamente al impacto de las sacudidas del terreno en el cuerpo de la presa. En este contexto se destaca que partes del estribo izquierdo de la presa consisten en un antiguo deslizamiento. Un muro pilotes secantes de hormigón no reforzado está previsto para controlar las filtraciones. Debido a la construcción de la presa, la estabilidad de esta masa de deslizamiento ha aumentado. Sin embargo, hay que comprobar si bajo una gran carga sísmica, como la del SEE, este muro de corte permanece intacto. Dado que el módulo de elasticidad dinámico del hormigón del muro de corta flujo es sustancialmente mayor que el módulo de elasticidad del deslizamiento, se producen diferentes comportamientos de deformación del material del deslizamiento y del muro de corta flujo, ya que la pantalla plástica atraerá fuerzas sísmicas adicionales, que pueden dañar ese muro.

Conclusiones

General

El problema de seguridad crítico de la presa de Ituango es la parte superior modificada de la presa por encima de la cota 385 msnm. Sigue habiendo varias dudas sobre la seguridad sísmica de la presa modificada. Las principales incertidumbres y dudas se deben a las propiedades de la pantalla corta flujo o muro de corte y a su comportamiento durante los terremotos fuertes.

Propiedades de materiales y del muro de cierre

Debería utilizarse un ángulo de fricción dependiente de la tensión para las diferentes zonas del terraplén, pero al menos para las zonas de enrocado. Debe discutirse la determinación de G_{max} para los materiales de enrocado 3B y 3C. Además, en los análisis de estabilidad de taludes estáticos y dinámicos deben considerarse las propiedades de resistencia al corte residual con cohesión cero.

Hay pruebas de que las propiedades in situ y la geometría del muro de corte difieren del diseño, que se consideró en los análisis de la presa. Esta desviación e incertidumbre debe reflejarse en la evaluación de la seguridad de la presa. Para la evaluación de la seguridad y la durabilidad del muro de corte, deben tenerse en cuenta los resultados de los análisis químicos y físicos del agua.

Carga sísmica

El estudio sísmico y las cargas sísmicas en general no se comentan aquí, pero hay dudas sobre el enfoque considerado y las cargas sísmicas presentadas en el informe de análisis de la presa. El enfoque con los espectros medios condicionales (CMS) no es adecuado para la presa de terraplén de Ituango y, por lo tanto, se debe eliminar del informe. Además, las gráficas/historias de tiempo consideradas se suponen demasiado cortas.

La respuesta sísmica de la presa es difícil de predecir. Por lo tanto, para todos los métodos de análisis se considerarán al menos tres conjuntos de gráficas/historias de tiempo tanto para la OBE como para la SEE.

Análisis y resultados

Casi no existen estudios de casos disponibles en la literatura en los que se hayan realizado análisis sísmicos 3D no lineales para grandes presas. Los análisis de sensibilidad, que suelen realizarse para evaluar el efecto de diferentes tipos de incertidumbres, especialmente las relacionadas con las propiedades dinámicas de los materiales, no son factibles para el modelo de presa en 3D que se analiza en el informe, debido a los grandes recursos computacionales necesarios. Por lo tanto, se requerirían análisis de sensibilidad utilizando el método lineal-equivalente y el análisis Newmark de los taludes críticos.

La combinación de cargas sísmicas críticas incluye el movimiento de tierra SEE con el nivel de suministro completo en el embalse. Las superficies críticas de fallo de la presa

deben seleccionarse de forma que atraviesen los filtros y/o el muro de corte y que la erosión interna pueda ser consecuencia del fallo de estos elementos.

Se espera un comportamiento plástico y un agrietamiento de la pantalla corta flujo o muro de corte, al menos debido a la carga SEE. Además, se han calculado las deformaciones para los casos de carga estática y dinámica, que en general son pequeñas. La seguridad de la presa se deberá evaluar en función de los modos de fallo críticos, que son “la pérdida de borde libre o revancha” y la “erosión interna”. Las incertidumbres del modelo de análisis, especialmente en lo que se refiere a las propiedades del muro de corte, se deberán tener en cuenta para sacar la conclusión adecuada.

A-4.6.7 Análisis de presa por Hatch en 2021

General

Este informe Reporte de Análisis Estático y Dinámico ha sido preparado y presentado por Hatch en junio de 2021 (Documento H360275-00000-200-230-0003, Rev. 1, con fecha 11 de junio de 2021). Este informe debe leerse junto con los siguientes informes de Hatch, que también se revisan y se tratan en este documento:

- Informe de Revisión Conceptual, documento H360275-00000-200-230-0001, Rev. A, con fecha 26 de julio de 2019
- Informe de caracterización de materiales, documento H360275-00000-200-230-0002, Rev. A, con fecha 1 de octubre de 2019
- Resumen y evaluación del programa de pruebas de cemento-bentonita, documento H360275-00000-200-230-0004, Rev. A, con fecha 13 de noviembre de 2020

Propiedades de material

Pantalla de cemento-bentonita

Según el Informe de Revisión Conceptual de Hatch (Documento H360275-00000-200-230-0001, Rev. A, de fecha 26 de julio de 2019) todavía estaba previsto en julio de 2019 tomar muestras in situ del muro de cemento-bentonita. Esto nunca ocurrió. Por lo tanto, las propiedades del material del muro de cemento-bentonita se basan en especímenes de ensayo, que se produjeron a partir de la lechada de cemento-bentonita utilizada para la construcción del muro de corte.

Está documentado que durante la construcción del muro de cemento-bentonita se produjeron problemas, por ejemplo, la pérdida repetida de la almeja, etc. Las incidencias durante la construcción del muro y las modificaciones introducidas en el procedimiento de construcción se resumen, por ejemplo, en el informe de la tarea 11 de Pöyry (Informe de seguimiento, diciembre 2020). Por lo tanto, se concluye que las suposiciones hechas por Hatch con propiedades homogéneas del muro podrían no reflejar las condiciones in situ.

Fue reportado que el muro de cemento-bentonita comprende por metro cúbico (m³) 387 kg de cemento, 29 kg de bentonita y además 4,26 kg de plastificante (Eubon Forza S300; H360275-00000-200-230-0002, Tabla 3-19). En comparación con el contenido general de

los muros de corte en las presas, en Ituango el contenido de cemento está más en el lado más alto, y el contenido de bentonita está más en el lado más bajo (ver Boletín 150 de ICOLD "Cutoffs for Dams", 2018).

Se llevó a cabo un programa de pruebas de laboratorio para evaluar el desarrollo de la conductividad hidráulica bajo deformación axial (Documento H360275-00000-200-230-0004). Se observó que la conductividad hidráulica aumenta con el desarrollo de grietas. De acuerdo con los resultados del ensayo triaxial CU (Consolidado, No Drenado), el comportamiento plástico, o el desarrollo de grietas, comienza con deformaciones unitarias en el rango del 1% al 2% (véase el documento H360275-00000-200-230-0002, figuras 3-22 a 3-24).

Incluso con deformaciones unitarias de hasta el 14%, la conductividad hidráulica era del orden de magnitud de 10^{-8} m/s. La conductividad hidráulica mínima se especificó en $5 \cdot 10^{-8}$ m/s en el informe. Hatch recomienda considerar la conductividad hidráulica de 10^{-7} m/s para el muro de cemento-bentonita, que considera un margen de seguridad.

Zonas de presa

Las propiedades y los parámetros considerados en los análisis numéricos se resumen en el informe de caracterización de los materiales (documento H360275-00000-200-230-0002, Rev. A). Se observa que el peso unitario está más en el lado superior (elevados valores) (especialmente para la zona de terraplén 1A y las zonas de enrocado) y la relación de Poisson ν es más baja. El módulo de elasticidad y el módulo de cizallamiento máximo (a una deformación unitaria muy pequeña) G_{\max} o G_{ref} están más en el lado superior, lo que significa que la deformación calculada podría estar subestimada.

Se aprecia que se realiza un análisis de sensibilidad con valores inferiores, medios y superiores, que deberían cubrir las incertidumbres restantes. Lamentablemente, el análisis de sensibilidad sólo se ha realizado para los casos de carga estática del modelo 2D, y no para los casos de carga sísmica y tampoco para el análisis 3D, que son los más relevantes.

Análisis

El informe de Hatch evalúa el comportamiento del muro de corte por asentamientos (casos de carga estática) y por sismos (casos de carga dinámica). Se han considerado los siguientes casos de carga:

- Nivel normal de embalse inmediatamente después de la construcción
- Reducción rápida del nivel del embalse después de la construcción
- Nivel normal de embalse 10 años después de la construcción
- Sismo Base de Operación (OBE)
- Sismo de Evaluación de la seguridad (SEE)

Los casos de carga estática se evaluaron con un modelo 2D de la sección más alta de la presa en un encadenamiento aproximado de 0+480. Los asentamientos en el modelo 2D fueron calibrados con base a los datos de monitoreo. Las cargas sísmicas también se aplicaron al modelo 2D. Se realizó un análisis 3D para evaluar el comportamiento de la presa y del muro de cemento-bentonita en condiciones de carga estática y dinámica. El

modelo 3D abarca únicamente la parte superior de la presa por encima de la cota 360 msnm, incluido el muro de cierre.

Comentarios sobre los análisis

Se produjeron problemas en la construcción del muro de corta flujo, que se resumen (véase la sección A-4.2.2). Los modelos numéricos consideran la geometría de la pantalla corta flujo o muro de corte de acuerdo con el diseño y las propiedades del muro de corta flujo basadas en los resultados de los ensayos de laboratorio, que podrían no reflejar las condiciones de construcción. Por lo tanto, siguen existiendo incertidumbres en cuanto a la fiabilidad de los resultados de los análisis.

Hatch menciona que los asentamientos en el modelo 2D se calibraron con base a los datos de monitoreo. Lamentablemente, los criterios de calibración y la precisión de los resultados de la calibración no están documentados en el informe. Por lo tanto, es difícil juzgar la idoneidad del modelo y los resultados del análisis.

Los comentarios sobre los parámetros sísmicos de entrada, incluidas las gráficas/historias de tiempo, se incluyen en un informe separado y no se tratan en esta nota.

De los conjuntos de gráficas/historias de tiempo proporcionados (2 componentes horizontales y 1 vertical), Hatch utilizó en el análisis sísmico 2D sólo una gráfica/historia de tiempo horizontal, que se combinó con la componente vertical. Se consideró la gráfica/historia de tiempo horizontal con la mayor aceleración máxima del terreno. Debido al comportamiento no lineal de la presa debido a la acción sísmica y a la dificultad de predecir el comportamiento de la presa, habría sido conveniente combinar las dos gráficas/historias de tiempo horizontales de un conjunto con la componente vertical.

En el modelo 3D de la presa como condición de contorno en la cota 360 msnm en el caso de carga SEE el asentamiento vertical se considera con 0,591 m (Δu_z) y la deformación horizontal se considera a 1,184 m (Δu_x ; perpendicular al eje del muro de corte). Esto no concuerda con los resultados del análisis sísmico 2D, que muestra para el caso de carga SEE un asentamiento vertical en la coronación de la presa de 1,408 m y una deflexión total del muro de corte de 0,753 m (perpendicular al eje del muro de corte). La cinemática considerada no parece ser coherente y requiere una explicación.

Basándose en los resultados de los análisis, se concluye que es probable que se produzcan grietas y daños en el muro de corte, especialmente debido a fuertes terremotos.

Hatch comparó los resultados de sus análisis (software Plaxis, ley de materiales HSsmall) con los resultados de los análisis de Integral (software Midas, elastoplástico y modelo Cam-Clay; documento D-PHI-CCE-ADM-1-C5223). Hatch llegó a la conclusión de que existe una relativa concordancia entre los dos análisis.

Sin embargo, la comparación de los resultados de los análisis realizados por Hatch con los resultados de los análisis de Integral revela que el asentamiento máximo calculado de la cresta de la presa difiere en la mayoría de los casos de carga en un factor de aproximadamente más/menos 2 (véase H360275-00000-200-230-0003, Rev. 1, Tabla 6-1). Pöyry quiere destacar que un factor de más/menos 2 en los análisis de asentamiento es una diferencia bastante significativa. Muestra las grandes incertidumbres de los análisis

numéricos no lineales. Los resultados de los análisis deben discutirse con cuidado. Las incertidumbres de los resultados de los análisis deberán tenerse en cuenta cuando se llegue a una conclusión sobre la seguridad de la presa de Ituango.

Conclusión

Resultados de los análisis

Basándose en los resultados de los análisis, Hatch concluye que no se espera ningún agrietamiento o daño del muro de cemento-bentonita debido a los casos de carga estática. Se puede producir un agrietamiento o daño limitado del muro en zonas localizadas debido al OBE, que se espera no afecte al rendimiento de la presa. Debido al SEE se prevén grietas o daños en el muro de cemento-bentonita. El potencial de agrietamiento del muro es mayor en el contacto con el estribo derecho.

Hatch concluye que "el agrietamiento del muro de cemento-bentonita provocará un aumento de las tasas de filtración interna y de los gradientes a través de la presa. Este aumento de las filtraciones puede provocar una erosión interna, que puede causar el fallo de la presa si se permite que persista". Se menciona que el manto de arcilla aguas arriba del relleno prioritario probablemente ayudará a controlar cualquier filtración en caso de que se dañe el muro de corte. Hatch concluye que no se espera que el agrietamiento y los daños del muro causados por el SEE provoquen un fallo de la presa, siempre que se establezcan planes de vigilancia y de contingencia adecuados.

Según la argumentación de Hatch, debería existir la posibilidad de bajar el embalse por debajo de la parte agrietada o dañada del muro de cemento-bentonita. Esto significa que debería ser posible bajar el nivel del embalse por debajo de la cota 380 msnm. De lo contrario, la erosión interna persiste, conduciendo a una ruptura de la presa. Esto significa que es necesario una descarga de nivel medio para bajar el nivel del embalse después de un fuerte terremoto.

Análisis complementarios

El informe de Hatch evalúa la posibilidad de que se produzcan daños y grietas en los muros de corte y su impacto en la seguridad de la presa. En el informe de Hatch no se incluyen análisis de filtración y estabilidad de la presa, que deben tenerse en cuenta para llegar a una conclusión definitiva sobre la seguridad de la presa de Ituango.

Hatch concluye que es necesario realizar más evaluaciones para confirmar la seguridad de la presa de Ituango, especialmente en lo que respecta a los siguientes aspectos, que se ilustran en la Figura 13-100:

- Pérdida potencial de finos en el manto horizontal como la capa filtrante, acompañada de asentamiento de la presa.
- Pérdida potencial de finos en la zona de arcilla inclinada del relleno prioritario durante el vaciado rápida del embalse, acompañada de asentamiento de la presa.
- Posible inestabilidad de la zona arcillosa inclinada del relleno prioritario durante el vaciado rápido del embalse.

- Posible erosión interna en el núcleo de arcilla en los cimientos del muro de cemento-bentonita.

Hatch recomienda establecer niveles de alarma para los instrumentos de monitoreo, especialmente los relacionados con los daños potenciales del muro de cemento-bentonita, utilizando el sistema de alarma Triple "A" del proyecto (niveles de alerta, alarma y acción).

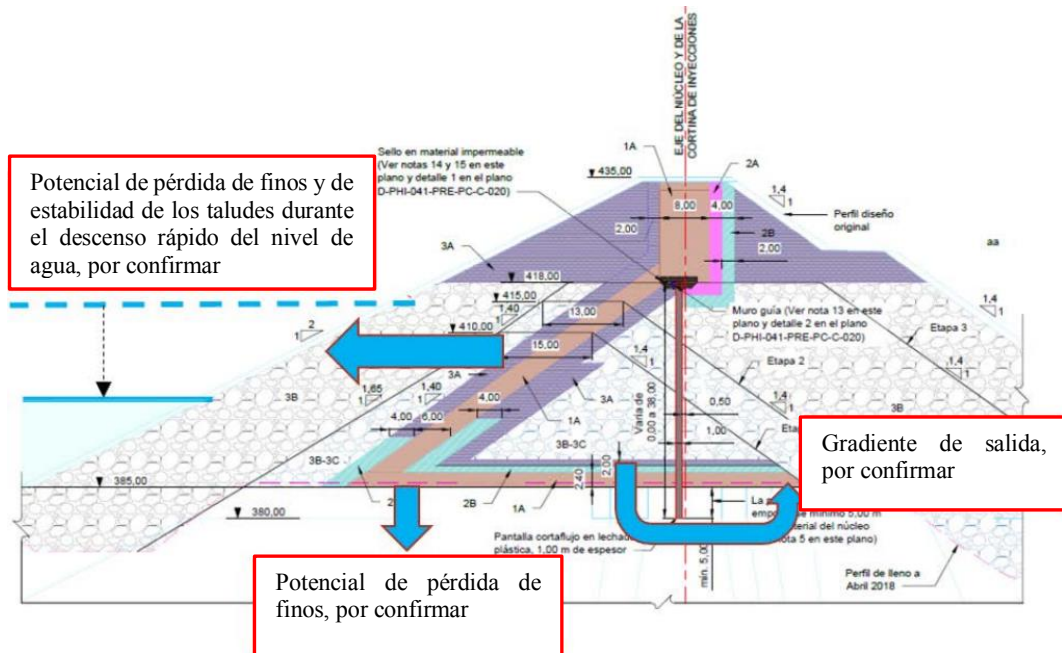


Figura 13-100: Aspectos del diseño que requieren evaluación

Conclusión de Pöyry

Siguiendo los argumentos de Hatch, la presa de Ituango sólo puede validarse como segura si existe la posibilidad de bajar el nivel del embalse por debajo de los cimientos del muro de cemento-bentonita (380 msnm).

Pöyry señala que existen desviaciones y grandes incertidumbres con respecto a los supuestos del modelo numérico en comparación con las condiciones in situ. Las mayores incertidumbres podrían seguir siendo las relativas a la geometría y las propiedades del muro de corte de cemento-bentonita.

Sobre la base de los análisis y la conclusión de Hatch y, además, teniendo en cuenta las incertidumbres, para Pöyry es indispensable contar con una posibilidad que permita bajar el nivel del embalse de Ituango por debajo de los 380 msnm. La construcción de una descarga a nivel medio es necesaria para garantizar que se pueda detener la erosión interna, en caso de que se produzca. El descenso del nivel del embalse permitirá además la inspección de la parte superior de la presa y las obras de reparación, si son necesarias.

A-5 VERTEDERO

A-5.1 Análisis de crecidas

Para revisar la hidrología del proyecto se analizaron los siguientes documentos:

- Complementación de la Factibilidad – Caracterización Hidrológica del Río Cauca (Integral, 2007a)
- Caracterización Climatológica e Hidráulica del Sitio de la Presa (Integral, 2010a)

La caracterización hidrológica del río Cauca se realizó con la información fluviométrica de 11 estaciones limnigráficas. Estas estaciones se distribuyen a lo largo del cauce del río Cauca por una extensión de 520 km, en promedio hay una estación cada 50 km. La Tabla 13-12 muestra las estaciones limnigráficas utilizadas en el estudio hidrológico junto con su área de drenaje, distancia desde el punto de referencia, elevación e inicio del registro.

Tabla 13-12: Estaciones limnigráficas utilizadas en el estudio hidrológico

| Nombre | Área de drenaje (km ²) | Distancia desde el punto de referencia (km) | Elevación (msnm) | Inicio Registro (Año) |
|-----------------|------------------------------------|---|------------------|-----------------------|
| La Virginia | 22.605 | -317 | 900 | 1.969 |
| La Pintada | 27.175 | -189 | 600 | 1.965 |
| Puente Iglesias | 29.890 | -172 | 570 | 1.991 |
| Bolombolo | 31.730 | -146 | 515 | 1.991 |
| Cañafisto | 33.110 | -93 | 466 | 1.979 |
| Pescadero | 36.240 | -7,9 | 425 | 1.984 |
| Sitio de Presa | 36.820 | -0,5 | 220 | - |
| Valdivia | 38.280 | 37 | 129 | 1.970 |
| Apaví | 38.930 | 65 | 102 | 1.984 |
| La Coquera | 41.400 | 137 | 49 | 1.972 |
| Margento | 41.870 | 176 | 45 | 1.966 |
| Las Flores | 56.590 | 203 | 40 | 1.974 |

La cantidad y calidad de información que proporcionan estas estaciones es suficiente para estimar con un buen grado certeza los caudales medios, mínimos y máximos en el sitio de la presa. Si bien la estación limnigráfica que está más cerca al sitio de la presa (Pescadero), solo tiene registros de caudal desde 1984 en adelante hay varias estaciones con registros desde los años 60 que pueden ser utilizadas para expandir o rellenar la serie de caudales. En el documento de Caracterización Hidrológica del Río Cauca (2007), luego de un proceso de análisis y depuración bastante detallado de la base de datos de caudal, se mostró que las 11 estaciones tienen correlaciones muy buenas entre estaciones adyacentes con coeficiente de determinación (R^2) promedio de 0,85 antes de la depuración y de 0,93 después. Sin embargo, a pesar de los buenos coeficientes de determinación obtenidos, las relaciones

encontradas solo fueron utilizadas para rellenar datos faltantes en la estación Pescadero, mas no para extender el registro de caudales diarios. Para estimar los caudales medios diarios en el sitio de la presa se utilizó la serie de caudales diarios de la estación Pescadero, la que fue ajustada por la razón entre las áreas de drenaje. Para lo anterior, se utilizó el periodo que va desde 1984 hasta 2000 (17 años), no se utilizaron datos posteriores al 2000 por que se encontraron inconsistencias en los datos. En los documentos no queda claro por qué no se extendió el registro de la estación Pescadero, teniendo en cuenta las buenas relaciones encontradas entre estaciones, para tener un registro más extenso (30 años) y así capturar de mejor manera la variabilidad del río Cauca.

Para la estimación de las crecientes máximas se utilizaron datos de caudal instantáneo de las estaciones que se muestran en la Tabla 13-13.

Tabla 13-13: Estaciones y periodos para estimar las crecientes máximas

| Estación | Período |
|-------------|-------------------------------|
| La Virginia | 1946-1951,1953-2005 |
| La Pintada | 1965-1996,1998-1999,2001-2002 |
| Bolombolo | 1971-1999,2001-2002 |
| Cañafisto | 1979-1999,2001-2002 |
| Pescadero | 1984-2001 |
| Valdivia | 1960-2003 |
| Apaví | 1972-2002 |
| La Coquera | 1967-2000,2002 |
| Margento | 1975-2002 |
| Las Flores | 1975-1978,1980-1991,1993-2002 |

A pesar de que la estación fluviométrica más cercana al sitio de la presa solo cuenta con un registro de 18 caudales máximos anuales, lo cual es claramente insuficiente para estimar con un buen grado de confianza las crecientes máximas, existen tres estaciones con cerca de 40 registros que permiten, de manera indirecta, hacer una buena estimación de las crecientes máximas en el sitio de la presa. Se utilizaron dos estaciones que se ubican aguas arriba del sitio de la presa (La Pintada y Valdivia) para calcular una curva normalizada de frecuencia que depende de la creciente media anual, para luego ajustar esta curva al sitio de la presa mediante una relación entre las áreas de las cuencas.

En conclusión, la cantidad y calidad de información fluviométrica existente en la cuenca del río Cauca permite estimar con un buen grado de certeza caudales medios diarios y creciente máximas en el sitio de la presa. Los métodos utilizados para la caracterización hidrológica del sitio de la presa son los adecuados. En este sentido y para los cálculos de verificación de se presentan en los subcapítulos más adelante, se utilizaron los siguientes valores para las crecidas (Tabla 13-14).

Tabla 13-14: Caudales o Crecientes de diseño

| Periodo de retorno (Tr) [años] | Caudal o Creciente (Q) [m ³ /s] | |
|--------------------------------|--|---|
| | Caract. climatológica e hidráulica (Integral, 2010a) | Est. Hidráulico Modelo reducido (Instituto LATEC, 2017) |
| 1.01 | 1.440 | - |
| 2 | 2.590 | - |
| 2.33 | 2.660 | 2.660 |
| 5 | 3.270 | - |
| 10 | 3.716 | - |
| 20 | 4.150 | - |
| 25 | 4.240 | 4.240 |
| 50 | 4.700 | - |
| 100 | 5.126 | 5.100 |
| 10.000 | - | 10.450 |
| CMP | 25.300* | 22.137 |

Nota *: en la caracterización climatológica e hidráulica del sitio de la presa se cita el valor para la creciente máxima probable (CMP) de 25.300 m³/s, proveniente de los estudios de factibilidad del proyecto (1982), este documento citado no se encuentra disponible para su evaluación por parte del consultor.

La diferencia entre los caudales de creciente máxima probable de la caracterización climatológica e hidráulica y los valores de los estudios hidráulicos en modelo reducido se debe al efecto amortiguador del embalse Salvajina, que no fue tomado en cuenta en los estudios de factibilidad en 1982.

A-5.2 Análisis del diseño

La evaluación de la capacidad del vertedero se basa en la información disponible a la fecha de la geometría de la estructura, lo cual representa la información como construido.

A-5.2.1 Criterios de Diseño

De acuerdo con las memorias de cálculo hidráulico del vertedero (Integral, 2019c), el vertedero se diseñó para evacuar de forma segura la Creciente Máxima Probable (Tabla 13-14).

La geometría del azud se diseñó para conseguir la máxima eficiencia hidráulica teórica durante el paso de la creciente de diseño, lo que se consigue con una relación de 0,75 entre la cabeza de diseño de la obra y la cabeza máxima. Para determinar la geometría del azud se siguieron las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation (1987).

Las pilas sobre el azud fueron diseñadas con el objetivo de reducir el coeficiente de contracción para reducir la posibilidad de obstrucción por escombros y la formación de

vórtices que entorpezcan el funcionamiento de las compuertas. Según la memoria de cálculo, la geometría se definió de acuerdo con criterios del U.S. Corps of Engineers, sin embargo, no se menciona el nombre del documento.

El canal de descarga se diseñó para que las velocidades no superen los 40 m/s durante el paso de la creciente de diseño (CMP). Con el fin de optimizar el volumen de excavación necesario para construir el vertedero, se diseñó un canal de ancho variable, que va disminuyendo a medida que el flujo se acerca a el sitio de descarga del deflector. El alto de los muros externos se definió como la altura que alcanzaría el perfil de flujo aireado teórico de la CMP más 2 m. Además, se incluyó un muro intermedio de 8 m de altura que confina el flujo evacuado por el vano izquierdo, con el objetivo de dar mayor flexibilidad a la operación y facilitar eventuales inspecciones o reparaciones del canal de descarga. Este muro se diseñó con una altura suficiente para evacuar una creciente de periodo de retorno de 2,33 años, dejando un espacio de 0,9 m entre el perfil teórico de flujo aireado y la corona del muro.

A-5.2.2 Descripción de las estructuras

A-5.2.2.1 Vertedero

El vertedero, cuya cresta se ubica a 401,0 msnm, cuenta con un total de cuatro (04) compuertas radiales de 16.5 m de ancho y 21.5 m de alto cada una y se encuentran separadas por pilares de concreto de 5,0 m de ancho.

Aguas arriba del vertedero se ubica el canal de aproximación de 48 m de longitud aproximadamente cuya solera está en 396,0 msnm. Las paredes generan una transición curva de entrada hacia el vertedero reduciendo el ancho de 101 m a 81 m.

Según información proporcionada por el fabricante de las compuertas, ATB, la apertura máxima de la compuerta es de 20,2 m.

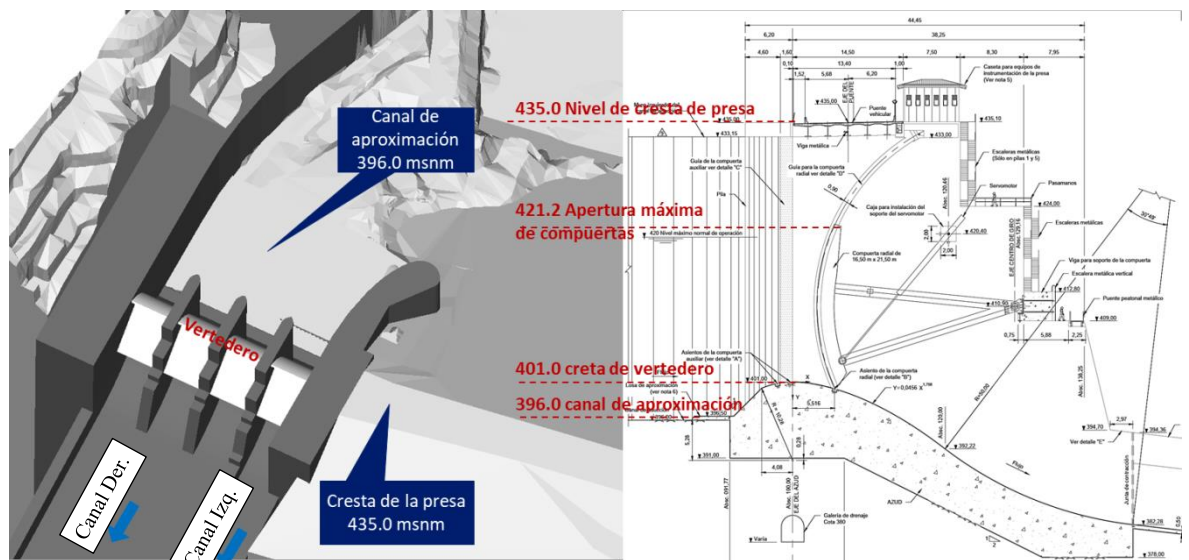


Figura 13-101: Vertedero

A-5.2.2.2 Canal de descarga

Aguas abajo del vertedero se tienen los dos canales de descarga. El primero, de la margen derecha, al que llamaremos canal de descarga derecho recibe la descarga de tres (03) compuertas y tiene un ancho de 59.5 m al inicio y 51.5 m en la salida es decir en promedio un ancho de 55.5 m; y el segundo (canal de descarga izquierdo) con una (01) compuerta y un ancho constante de 16.5 m.

Los muros laterales, que se disponen de forma paralela a la solera del canal, tienen una altura de 12,0 m y el muro intermedio 8,0 m.

El diseño actual, tal y como fue construido, muestra 02 aireadores en el sistema, el primero a 205 m desde el eje del azud y el segundo a 315 m.

El diseño inicial muestra 3 aireadores, ver Figura 13-102. El primer aireador aguas arriba estuvo prevista en la progresiva 115 m desde el eje del azud. El segundo, 100 m aguas abajo, y el tercero, inmediatamente aguas arriba del deflector, con su cresta prácticamente en esta misma cota.

En el Informe N° 5 de la Junta de asesores de julio de 2014, se decide la eliminación del primer aireador aguas arriba tomando como sustento que “vertederos con esta misma pendiente y concentración de caudales semejantes, como Itaipu, operan sin aireadores. El primer aireador en Foz do Areia está situado a un punto 60 m abajo de la cota del embalse (situación semejante a la del segundo aireador de Ituango). Operó con caudales específicos de 120 m³/s/m, sin ningún daño por cavitación en la porción aguas arriba del aireador. Con estas evidencias se explicó de que no se necesita un aireador en la porción aguas arriba del segundo aireador, en Ituango”.

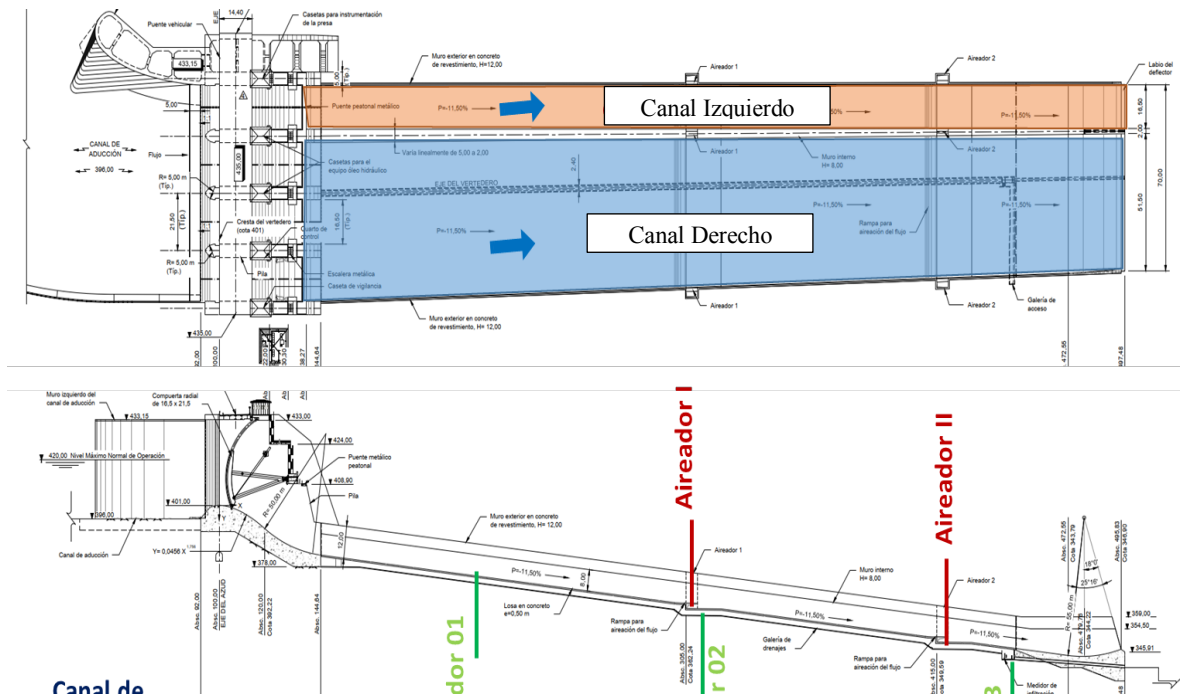


Figura 13-102: Vista general del sistema de descarga

Comparando los caudales específicos del sistema de descarga de Ituango se puede observar, que hasta una crecida de 100 años el sistema se encuentra en un rango de 20 hasta 80 m³/s/m, valores totalmente aceptables y reproducidos en varios otros proyectos mundialmente.

Tabla 13-15: Caudales específicos en los canales de descarga en función de las crecidas

| Periodo de retorno (Tr) [años] | Caudal específico [m ² /s] | | | |
|--|--|--|---|---|
| | Caudal o Creciente (Q) [m ³ /s] | Canal Derecho (3 compuertas & Ancho promedio 55.5 m) | Canal Izquierdo (1 compuerta & Ancho promedio 16.5 m) | Solo Canal Derecho (3 compuertas & Ancho promedio 55.5 m) |
| 1.01 | 1440 | 20.0 | 20.0 | 25.9 |
| 2 | 2590 | 36.0 | 36.0 | 46.7 |
| 2.33 | 2660 | 36.9 | 36.9 | 47.9 |
| 5 | 3270 | 45.4 | 45.4 | 58.9 |
| 10 | 3716 | 51.6 | 51.6 | 67.0 |
| 20 | 4150 | 57.6 | 57.6 | 74.8 |
| 25 | 4240 | 58.9 | 58.9 | 76.4 |
| 50 | 4700 | 65.3 | 65.3 | 84.7 |
| 100 | 5126 | 71.2 | 71.2 | 92.4 |
| 1000 | 6800 | 94.4 | 94.4 | 122.5 |
| 10000 | 10450 | 145.1 | 145.1 | 188.3 |
| CMP | 22137 | 307.5 | 307.5 | 398.9 |

Con respecto a crecidas mayor a 1000 años se puede notar, que se encuentran ya en un rango alto comparando con otros proyectos mundiales y, por lo tanto, una evaluación detallada con respecto a daños por cavitación es recomendable.

A-5.2.3 Condiciones límite y criterios de evaluación

En general, los criterios de evaluación hidráulica del vertedero y el canal de descarga se centran básicamente en verificar el nivel máximo de agua durante la descarga máxima y la evaluación de daños por cavitación en los primeros 100 m aguas abajo del eje del azud del vertedero.

A continuación, se definen las condiciones límite y los criterios específicos de evaluación.

A-5.2.3.1 Definición del modelo tridimensional (CFD)

Dado que los tiempos de cálculo son relativamente elevados en este tipo de modelamientos numéricos en función del número de elementos que genera el mallado, además teniendo en

consideración la escala de las estructuras a modelar en el presente estudio; se vio conveniente realizar el modelamiento de un sector representativo de la zona de interés.

El volumen representativo abarca en total 310 m de longitud \times 270 m de ancho y 120 m de altura. El límite longitudinal inicia desde 200 m aguas arriba del eje del azud del vertedero hasta 110 m aguas abajo.

La profundidad abarca hasta el fondo de la superficie del límite longitudinal, superficie que fue restituido de los planos proporcionados por el cliente.

A-5.2.3.2 Condiciones límite del modelo

Son las condiciones necesarias para poder iniciar una simulación. En el modelo hidráulico se ha considerado dos condiciones de borde, [1] el límite aguas arriba que considera una entrada de caudal no estacionaria, [2] límite aguas abajo de la malla, que corresponde a una sección representativa del tramo de canal de descarga rectilíneo.

[1]. Dado que en el estudio se pretende evaluar en base a un solo caudal máximo correspondiente al CMP, no existe la necesidad de simular un hidrograma, por lo que en el modelamiento se consideró un hidrograma lineal creciente que va de 0 a 22.137 m³/s en un periodo inicial de 80 s (con el fin de reducir el efecto de frentes de ondas y obtener la estabilidad del modelo en un tiempo reducido), y en un segundo periodo de 120 s, el caudal constante máximo, tiempo suficiente que permite obtener la estabilidad del modelo.

[2]. Como condición de salida del modelo en el canal de descarga, se considera una gradiente de presión cero, lo cual permite al flujo llegar a una situación de equilibrio hidrodinámico a medida que se ajusta el nivel de agua.

A-5.2.3.3 Criterio de valuación de daños por cavitación

Una forma de evaluar los potenciales daños por cavitación es a través del índice de cavitación, la velocidad de flujo, la superficie de la estructura y el tiempo de exposición, por lo tanto, la tasa de daño respecto al tiempo no es constante.

En función de lo anterior, en esta parte del estudio se evaluará los posibles daños por cavitación bajo las condiciones de máxima descarga según los resultados del modelo numérico. En ese sentido se utilizó el índice de cavitación para evaluar los posibles daños dentro de los primeros 100 m aguas abajo del eje del azud del vertedero. El índice de cavitación depende de la tirante del flujo, geometría del vertedero (ángulo y radio de curvatura de la rampa) y velocidad del flujo.

Se han realizado numerosos estudios para desarrollar un parámetro que permita predecir cuantitativamente el daño por cavitación. Falvey (1982) analizó los casos de daños por cavitación (menores y mayores) en función del índice de cavitación y las horas de operación. Los resultados se muestran en la Figura 13-103, en base a ella se podrá predecir los daños por cavitación durante la descarga.

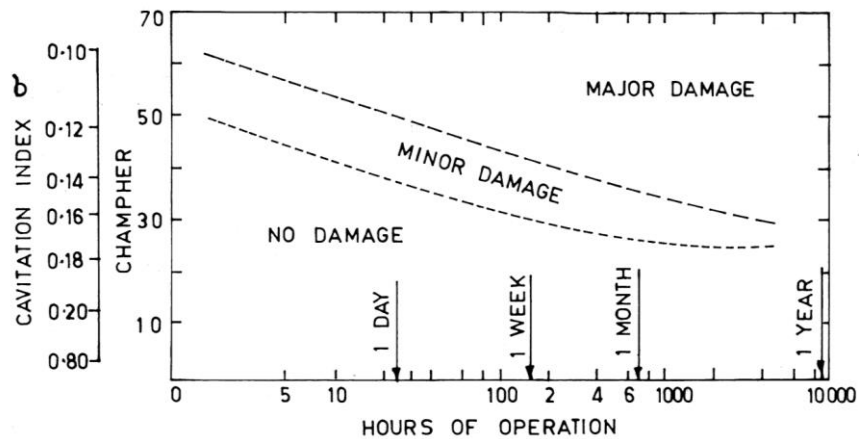


Figura 13-103: Experiencia de daños por cavitación en aliviaderos (Falvey, Predicting cavitation in tunnel spillways, 1982)

En general, el aireador debe ubicarse primero donde se considere posible el daño potencial por cavitación.

Recomendaciones específicas indican que, donde el índice de cavitación alcanza valores iguales o menores a 0,2 es donde debe incluirse el primer aireador, también se sugiere para valores mínimos de número de Froude de 6. Otras recomendaciones indican que velocidades de 25 a 30 m/s pueden ser consideradas peligrosas, 12-15 m/s si no hay aireación (Chanson, 1993).

Además, y siguiendo lo planteado por Falvey (1983), se puede concluir que con un índice de cavitación mayor a 1.8 no se espera mayores daños a la estructura del vertedero y debajo 0.2 se requiere una aeración adecuada (Tabla 13-16).

Tabla 13-16: Criterios para evitar daños debido a cavitación (Falvey, 1983)

| Número de cavitación | Requerimientos de diseño |
|----------------------|--|
| >1,80 | No se requiere protección contra la cavitación |
| 0,25 - 1,80 | La superficie por donde pasa el flujo se puede proteger mediante tratamientos de superficie (e.g. suavizando todas las rugosidades de la superficie) |
| 0,17 - 0,25 | Modificación del diseño (e.g. aumento de la curvatura límite) |
| 0,12 - 0,17 | Protección mediante aireadores |
| <0,12 | La superficie no puede ser protegida y se requiere una configuración diferente (presunción) |

A-5.2.4 Resultados del modelamiento y análisis

A-5.2.4.1 Capacidad de evacuación de Crecida de diseño

Se ha encontrado que la diferencia de nivel de agua en el embalse, para un mismo caudal de descarga ($22.137 \text{ m}^3/\text{s}$), entre el modelo físico reducido y el modelo matemático es de 1,90 m, siendo el nivel de agua del modelo matemático inferior.

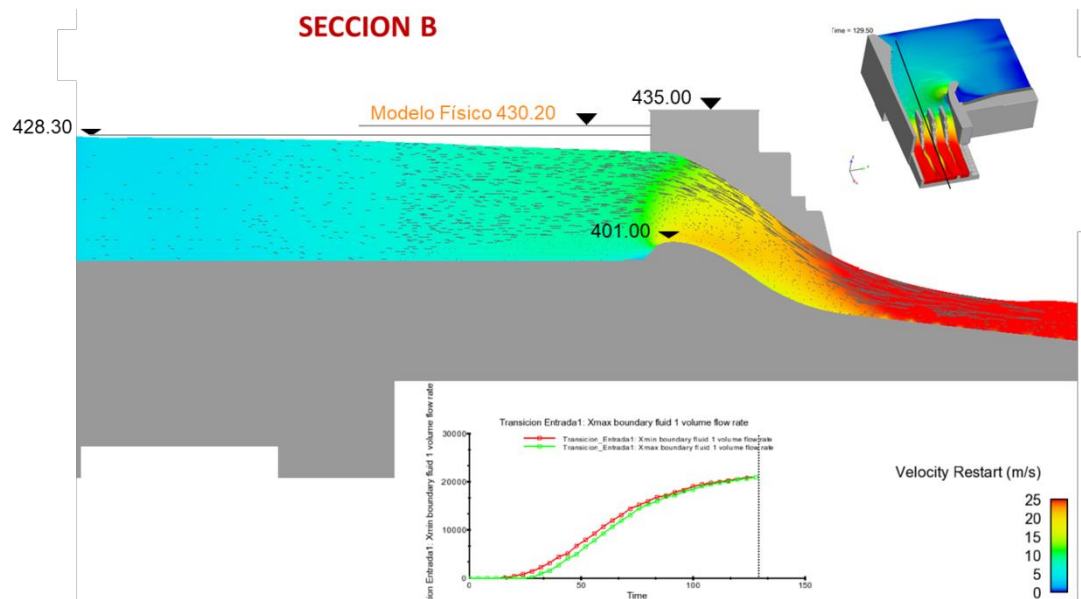


Figura 13-104: Diferencia de nivel en el embalse entre el modelo físico reducido y el modelo matemático ($Q=22.137 \text{ m}^3/\text{s}$)

El nivel de agua en el embalse alcanza aproximadamente 428,3 msnm y se reduce progresivamente a medida que se acerca al vertedero. Este nivel se encuentra a 7,1 m por encima del nivel máximo de apertura de las compuertas (421,2 msnm)

Se ha visto que el borde libre en el límite inferior de la compuerta abierta al 100%, en los tres ejes de análisis, varía entre 1,0 m y 0,10 m.

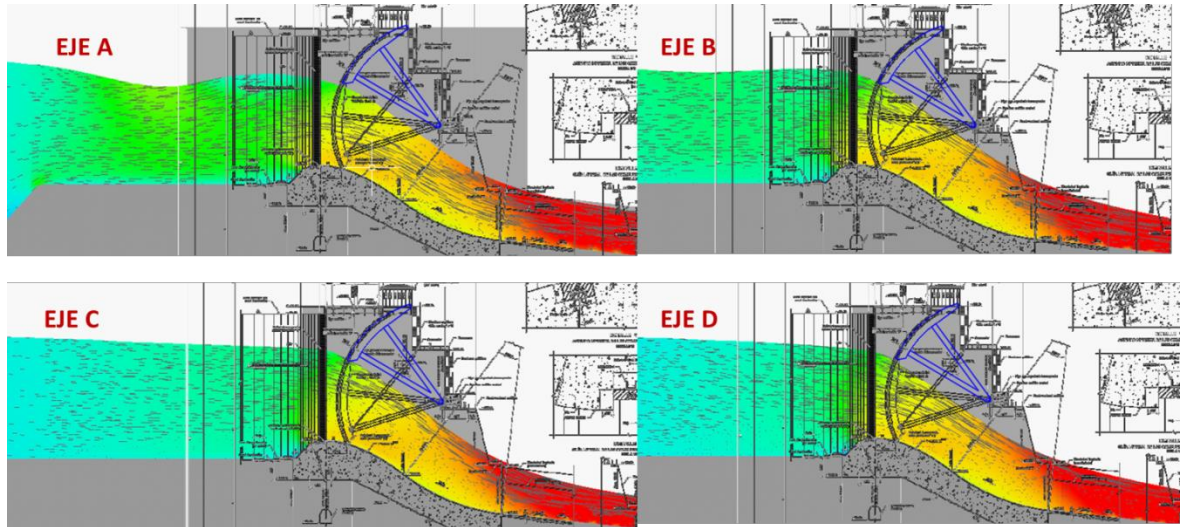


Figura 13-105: Niveles de agua en el vertedero con la compuerta abierta al 100% en los ejes A, B, C y D, siendo el eje A el de la compuerta de la margen derecha y el eje D la compuerta más próxima al cuerpo de la presa

Es importante mencionar que estos resultados son válidos considerando que las compuertas se encuentran abiertas al 100% antes que la crecida llegue a su máximo punto, de lo contrario si las compuertas se encuentran en una condición contraída, es decir que el borde inferior de las compuertas está en contacto con la superficie del agua, la capacidad de evacuación disminuye y la crecida sobrepasara el nivel de coronamiento de la presa:

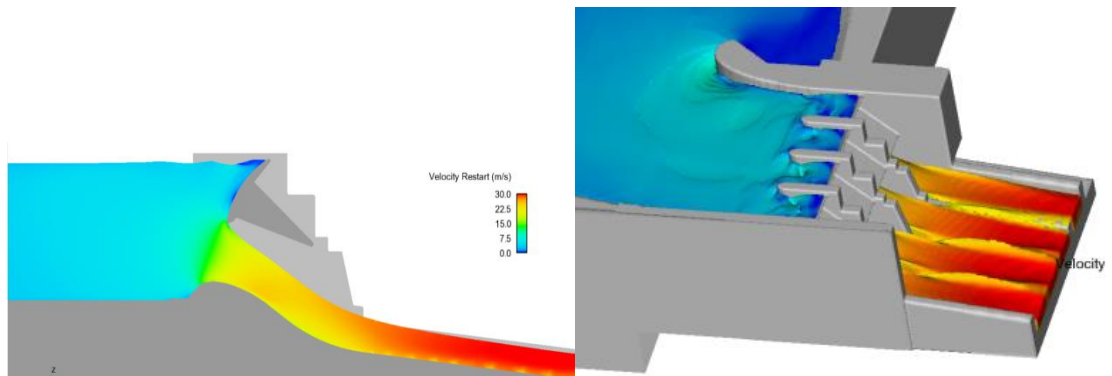


Figura 13-106: Capacidad máxima vertedero 100% en contacto con borde inferior de compuertas con nivel de agua (superior $Q=17.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

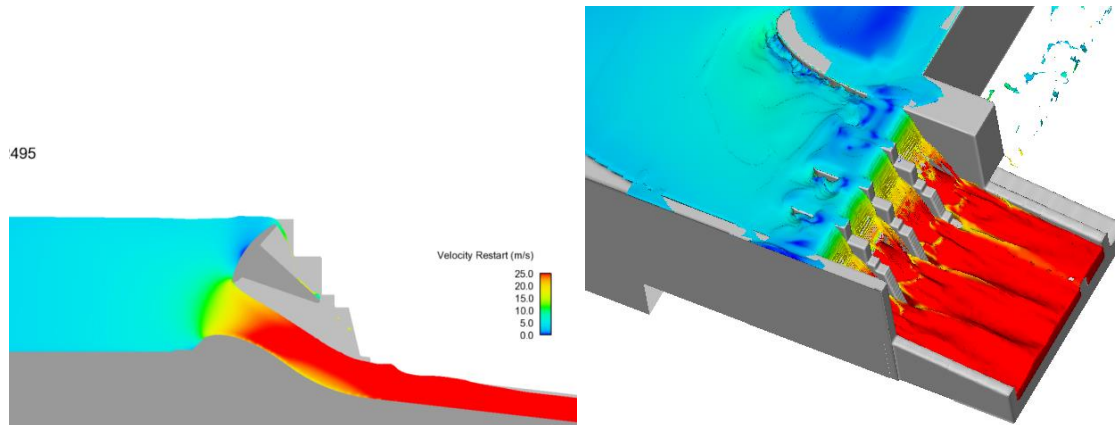


Figura 13-107: Capacidad máxima vertedero 100% en contacto con borde inferior de compuertas con nivel de agua sin borde libre comenzando overtopping (Q= 18.500 m³/s)

A la salida del vertedero, el nivel de agua supera el nivel del muro lateral en un máximo de 3,0 m en la parte inicial y 30 m de longitud. Además, se observa que el agua supera el nivel del muro intermedio lo que también se observa en los modelos de laboratorio donde se agregó un elemento adicional para evitar este fenómeno.

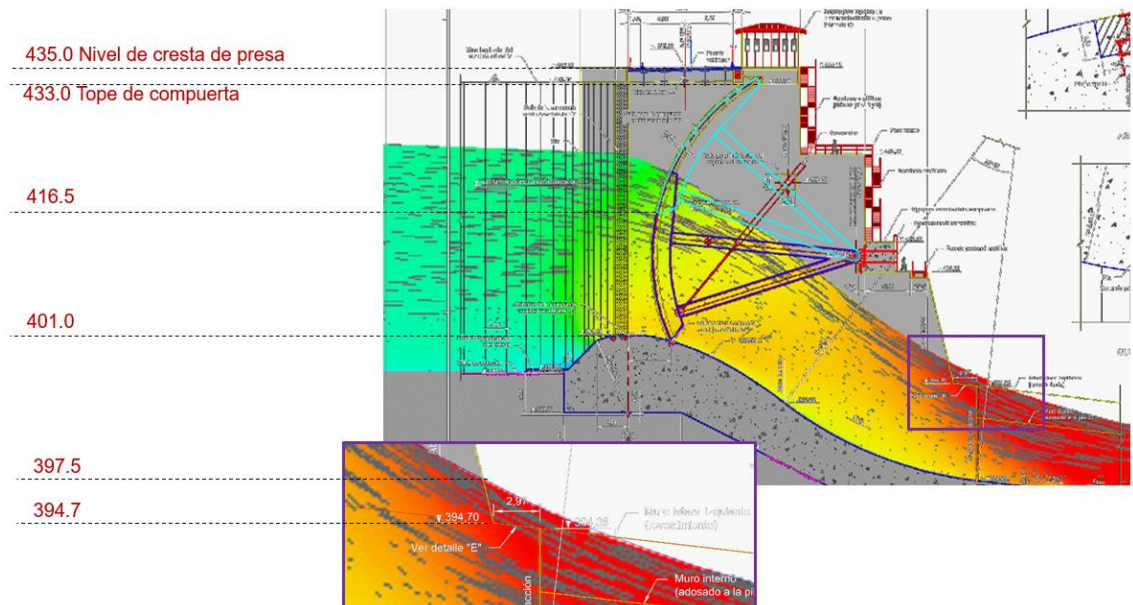


Figura 13-108: Modelamiento CFD, Q = 22.137 m³/s – descarga libre

A-5.2.4.2 Evaluación de daños por cavitación

El cálculo se desarrolló en un tramo de 80 m de longitud aguas abajo del azud (azud progresiva 0)

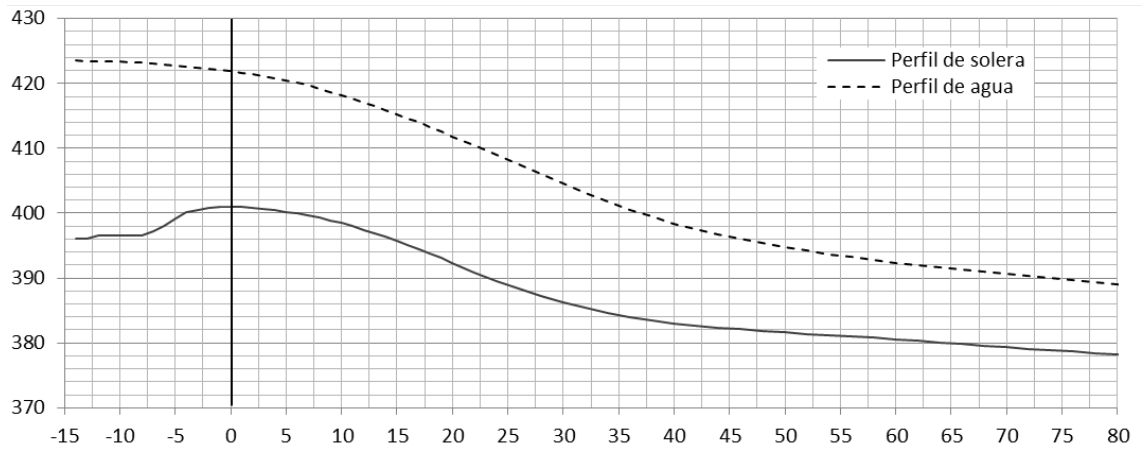


Figura 13-109: Tramo de evaluación de daños (perfil hidráulico)

0.1.1 Canal de descarga derecho

En la Figura 13-110 se muestra la variación longitudinal de los parámetros que determinan la necesidad de aireación en el canal de descarga derecho. Se ha obtenido un índice de cavitación al final del tramo de 0,33, por encima del mínimo recomendado, y el número de Froude llega a un máximo de 3,35, valores que confirman la no necesidad de aireación en los primeros 80 m. Sin embargo, las velocidades se encuentran por encima del rango recomendado, superando los 20 m/s a partir de la progresiva 35 hacia adelante.

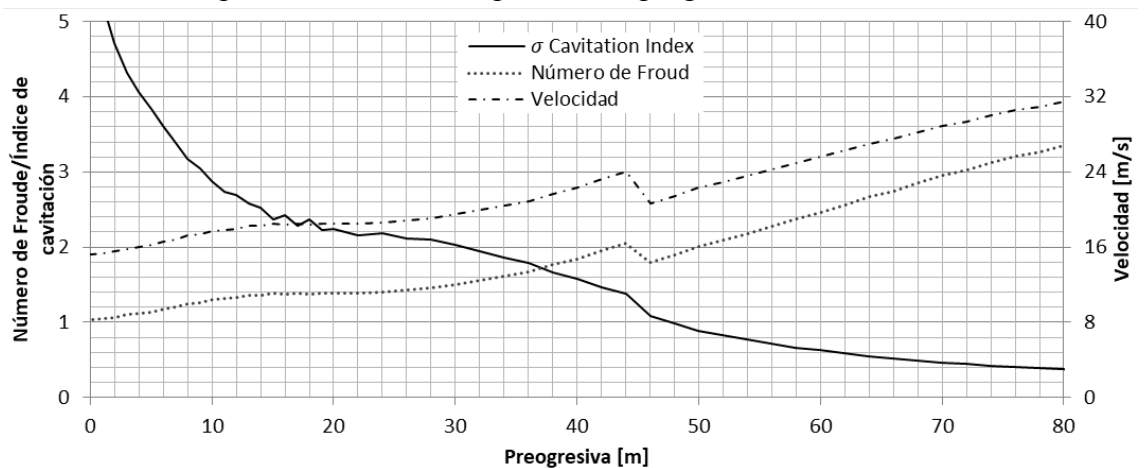


Figura 13-110: Índice de cavitación, número de Froude y velocidad en canal de descarga derecho

Según el criterio de daños por cavitación (Figura 13-110), se estima que en el canal de descarga derecho no ocurrirían daños en los primeros 80 m aguas abajo del azud. Sin embargo y siguiendo las recomendaciones de Falvey, sería necesario de contar – sobre todo a partir de la progresiva 45 - con una superficie de menos rugosidad e irregularidad para no provocar cavitación local.

A-5.2.4.3 Canal de descarga izquierdo

En el canal de descarga izquierdo, el índice de cavitación al final del tramo es de 0,42, por encima del mínimo recomendado, y el número de Froude llega a un máximo de 3,1, valores que confirman la no necesidad de aireación. Sin embargo, las velocidades se encuentran por encima del rango recomendado, superando los 20 m/s a partir de la progresiva 35 hacia adelante.

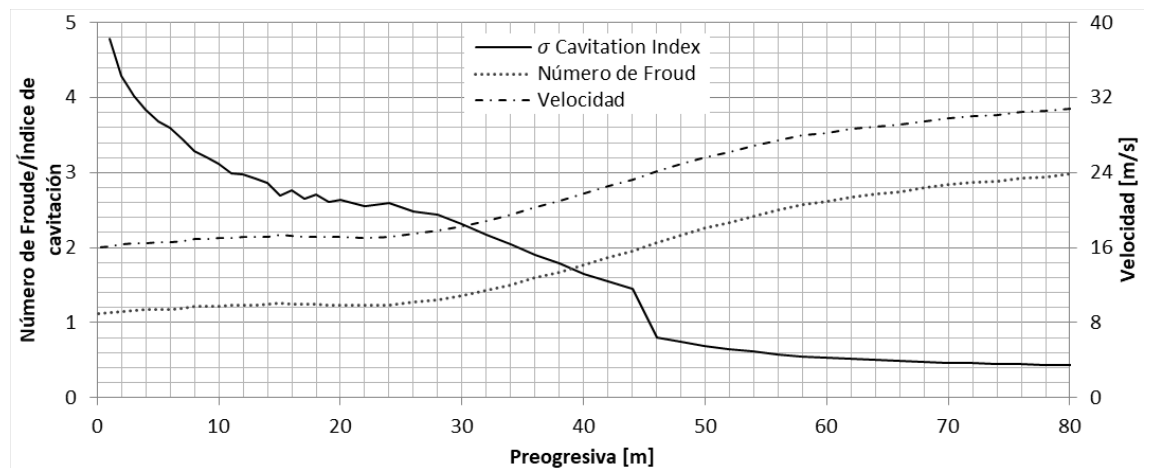


Figura 13-111: Índice de cavitación, número de Froude y velocidad en canal de descarga izquierdo

Según el criterio de daños por cavitación (Figura 13-111) se estima que en el canal de descarga izquierdo no ocurrirían daños en los primeros 80 m aguas abajo del azud. De igual manera como para el canal de descarga derecho es necesario de contar con una superficie lisa sin irregularidades.

A-5.3 Riesgo de uso continuo

A-5.3.1 Efecto de la contingencia

En cuanto al vertedero, la consecuencia principal de la contingencia es su operación prolongada y continua dado que, hasta la puesta en operación de los grupos turbogeneradores de la central, quedará la única posibilidad de descargar los aportes del río Cauca y así evitar su vertido por encima de la presa de escollera, con los efectos inadmisibles que conllevaría. Incumbe también al vertedero el cumplimiento con los imperativos ecológicos de caudal mínimo en el río (450 m³/s).

Según la hidrología del río Cauca, hay 2 periodos de aproximadamente 3 meses en el año durante los cuales los 2 canales, controlados por las 4 compuertas, están operando permanentemente. En temporadas más secas, se debería poder cerrar algunas compuertas, para inspeccionar las obras civiles (particularmente con respecto a eventuales daños por abrasión, agrietamiento, y/o cavitación).

Además, el vertedero actualmente garantiza el cumplimiento del proyecto de entregar un caudal mínimo de 450 m³/s hacia aguas abajo de la presa como caudal ecológico. Por lo tanto, se ha modificado la regla de operación de las compuertas del vertedero para dar cumplimiento a esta exigencia. Entonces, la operación del vertedero y sus compuertas está definida para entregar un caudal mínimo total de 450 m³/s por un lado y por otro, para garantizar un salto mínimo que evite la erosión de los taludes y que termine en el cuenco amortiguador, mediante la definición de caudales mínimos para cada canal de descarga.

A-5.3.2 Inspección de la obra civil

A fines de diciembre de 2018 se realizó una inspección de las obras civiles del vertedero después del primer funcionamiento que duró unas 7 semanas. El objetivo de esta inspección era revisar el estado y comportamiento del concreto reforzado, en particular el azud, la losa y los muros laterales de los canales de descarga. Además, se presentaron recomendaciones e instrucciones para subsanar los defectos observados en esta visita.

En agosto 2019 durante la época seca se ejecutó otra inspección en ambos canales de descarga. Las patologías de fisuraciones observadas, en general, son productos de retracción del hormigón durante el proceso de fraguado. Otras fisuras son por contracción hidráulica en las losas y muros del vertedero debido a las altas velocidades del flujo. En las inspecciones se han observado fisuras con desgaste por erosión superficial (pérdida de lechada del concreto). Por lo tanto, se ha instruido al contratista de reparar todas las fisuras con un ancho mayor a 0,30 mm con un sistema tipo Sika Combiflex SD, lo cual se estime adecuado.

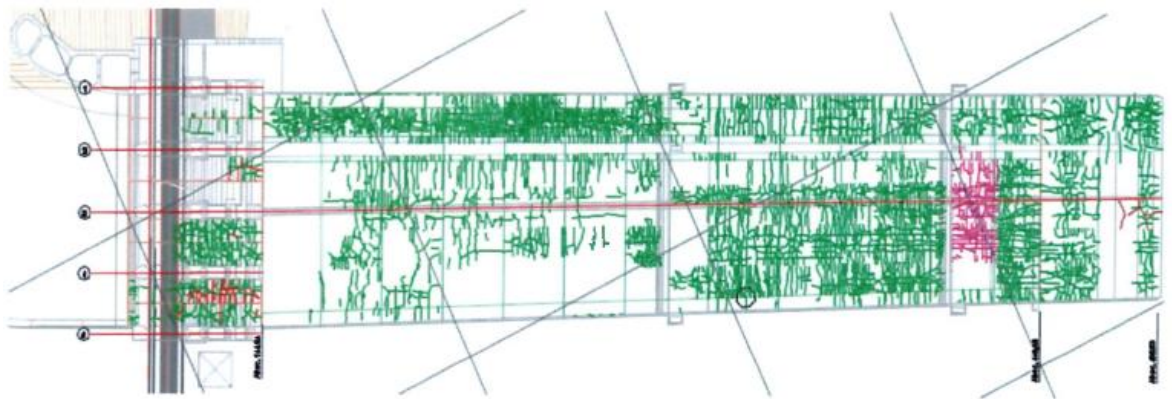


Figura 13-112: Vista en planta del vertedero con patrón de fisuración (plano ACAD-PHI-ESQ-042-0190-R15-Model)

Con el fin de tener un espacio adecuado para efectuar estas reparaciones se optó por un cierre parcial de los aireadores para evitar el ingreso de agua desde el canal de descarga en operación hacia al sitio de construcción.



Figura 13-113: Grietas de retracción, erosión por desgaste de hormigón (izquierdo), (Integral presentación vertedero)

A-5.4 Riesgo de socavación

Dado que el chorro libre saliendo del trampolín cae casi verticalmente en la fosa de amortiguamiento del cauce del río, convirtiendo la mayor parte de la energía potencial en energía cinética, la misma que, aplicada al agrietamiento normal de la estructura, provoca pequeñas rupturas elementales según el proceso progresivo bien conocido de "erosión", es que es muy importante estudiar el problema de la socavación en el cuenco. Acumulándose con el tiempo, o por consecuencia de avenidas mayores podrían formar grandes y peligrosas socavaciones que podrían afectar la integridad estructural del vertedero con consecuencias severas. Este riesgo impone monitorear y analizar su desarrollo refiriéndose a los resultados de las siguientes investigaciones:

- Hidrógrafo promedio (y excepcional) de operación del vertedero desde su puesta en operación hasta la de los grupos;
- Levantamientos de la socavación (batimetría);
- Comparación/calibración de la socavación levantada con las predicciones avanzadas por formulas;
- Selección de las mejores formulas y evaluación de la socavación final con respecto a un régimen promedio y a regímenes excepcionales; y,
- Análisis de estabilidad y de riesgo a consecuencia de dichas socavaciones.

A-5.4.1 Evaluación de la primera operación

Entre las dos fotos en la Figura 13-114 se puede apreciar la situación en el cuenco amortiguador antes y después de la primera operación del vertedero. Se puede observar que parte del talud izquierdo está colapsado y no ha podido resistir el impacto del chorro de

agua del vertedero. Además, se puede ver la depositación de material en el lecho del río debido al destaponamiento del túnel derecho de desvío (TDD) durante la contingencia.

Los levantamientos topo-batimétricos después de la primera operación han mostrado que ha habido socavación en el cuenco, lo cual era predecible dado que la excavación no fue terminada hasta la cota de diseño. Por otro lado, se puede constatar que a primera vista los taludes en el margen derecho son estables. La instrumentación instalada confirma esta impresión. Sin embargo, el colapso de la ladera izquierda (confinamiento del cuenco) junto con la depositación de sedimentos aguas abajo del cuenco amortiguador, al frente de los túneles de descargas, está cambiando el modo de funcionamiento de este mismo. Integral ya presentó su plan de acción con respecto a la mitigación y rehabilitación del cauce del río, con el objetivo de reestablecer el nivel del lecho de acuerdo a la situación antes de la contingencia. Cumpliendo este plan de mitigación volvería el cuenco a su modo de funcionamiento inicial de diseño. Se recomienda revisar y evaluar la operación del cuenco con su geometría.



Figura 13-114: Vista al cuenco amortiguador en mayo 2018 antes del destaponamiento del TDD (izquierdo) y en diciembre 2018 después de la primera operación del vertedero (derecho), (fuente presentación Integral)

La Figura 13-115 muestra la trayectoria del chorro de agua desde el deflector del vertedero hacia el cuenco amortiguador para diferentes caudales de diseño. También se puede ver la condición, es decir, el avance de la excavación del cuenco, al inicio de la contingencia y la condición actual después de la primera operación. Las líneas punteadas reflejan los perfiles de la excavación ejecutada hasta la contingencia. Se consta que la excavación no se ha podido terminar de acuerdo al diseño. Las líneas continuas representan los niveles de terreno actual, después de la operación del vertedero.

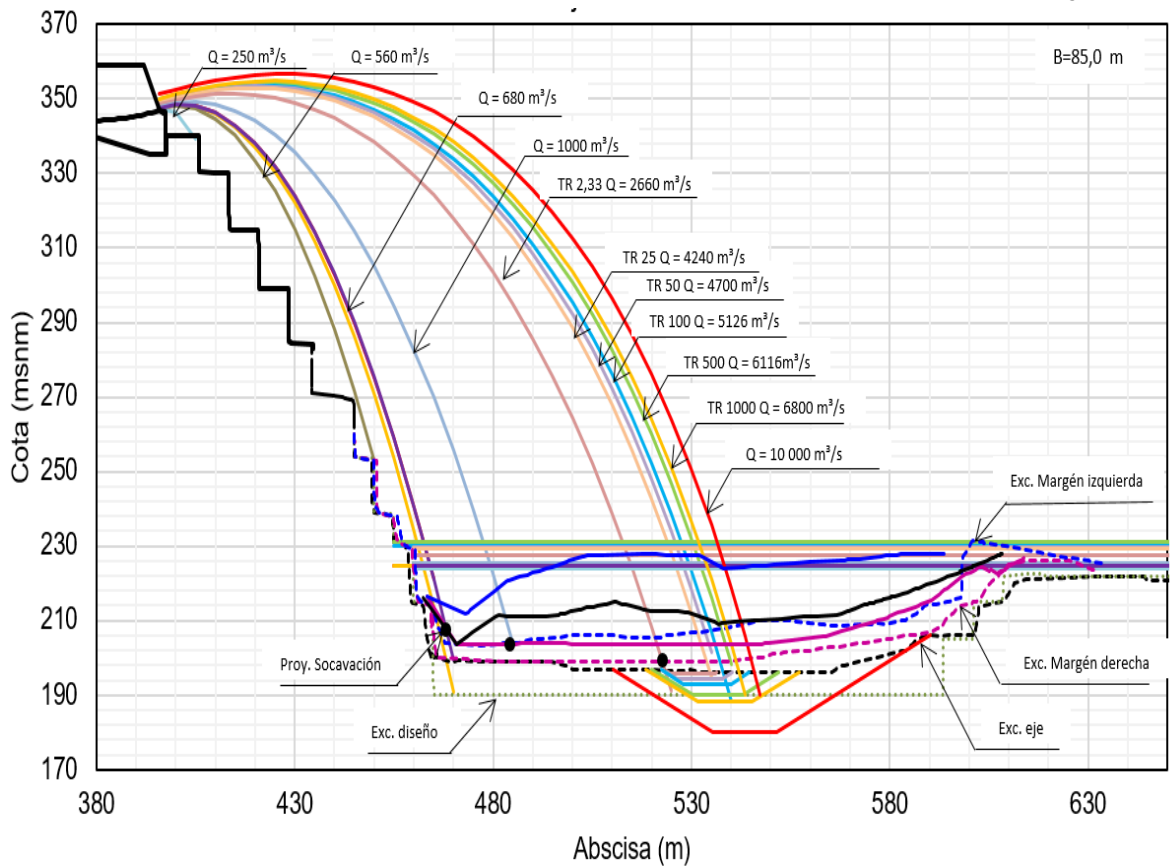


Figura 13-115: Trayectoria calculada para el chorro del vertedero (Presentación Integral en terreno)

A-5.4.2 Riesgo de socavación y estabilidad de taludes

La cota de fondo del cuenco disipador fue fijada en 190 msnm para que no se produzca socavación con crecidas menores o iguales a la crecida con periodo de retorno 500 años ($6.166 \text{ m}^3/\text{s}$) (Integral, 2019c). Al momento de utilizar el vertedero debido a la contingencia la cota de fondo proyectada no había sido alcanzada, lo que generó socavaciones como se mostró anteriormente. Actualmente la cota de fondo del cuenco disipador se ubica en la cota 200 msnm, por lo que faltarían 10 m para alcanzar la cota de diseño. Debido al cambio en la geometría del cuenco disipador Integral realizó un análisis más detallado de la erosión para distintos caudales ($T= 2,33, 50$ y 500 años) y cotas de fondo del cuenco disipador (200-170 m), en cual fue presentado en la visita técnica virtual del mes de septiembre. Para el análisis se utilizó el método de Fractura Mecánica Comprensiva e Impulsión Dinámica (Bollaert, 2002), en los cuales se estima la velocidad del flujo, fuerza de impacto del chorro y potencial erosivo del flujo, y que consideran los procesos de fracturación del macizo rocoso y posterior levantamiento y transporte de los bloques de roca. La calidad del macizo rocoso fue clasificada utilizando el Índice de Resistencia Geológica GSI (*Geological Strength Index*, Hoek et al, 2000), encontrándose mayormente con rocas de calidad regular a muy buena, y solo localmente con algunos sectores menores con calidad geotécnica mala. La probabilidad de erosión fue evaluada utilizando la metodología propuesta por

Annandale (1995; 2006). Para la cota de diseño (190 msnm) y una crecida con periodo de retorno 2,33 años la probabilidad de erosión dentro del cuenco es nula. Para una crecida con periodo de retorno de 50 años la probabilidad de erosión es de moderada a baja a nula, dependiendo del GSI de la roca y para la crecida de 500 años es de moderada a alta, en los sectores con roca de regular calidad geotécnica, y de baja a nula, en los sectores con rocas de buena a muy buena calidad geotécnica.

En conclusión, para caudales con un periodo de retorno con un periodo de retornos bajos (2,33 años) no habría problemas de erosión cuando se alcanzó la cota de diseño. Sin embargo, para caudales con periodo de retorno altos (mayores a 50 años) algunos sectores dentro del cuenco disipador presentan probabilidad de erosión/socavación moderada a alta. Para tener una probabilidad de erosión de baja a nula dentro del cuenco disipador para un caudal con periodo de retorno de 500 años habría que fijar la cota de fondo en 170 msnm.

En la visita virtual del mes de septiembre Integral presentó los resultados del análisis de estabilidad global y de estabilidad de cuñas para los niveles de socavación 170, 180, 190 y 200 msnm en una sección transversal y en otra longitudinal. Para ambas secciones y niveles de fondo del cuenco disipador el análisis de estabilidad global muestra que las laderas son estables. El análisis de estabilidad de cuñas para la sección transversal y una cota de fondo del cuenco de 190 msnm, indica que para caudales con un periodo de retorno menor a 50 años las cuñas de piso son estables; en cambio, para caudales con periodo de retorno mayor o igual a 50 años, las cuñas de pared no son estables. Para la sección longitudinal y una cota de fondo de 190 msnm y para una crecida con periodo de retorno de 500 años, la cuña de fondo no es estable. En tanto que la cuña de la pared aguas arriba es estable para todos los caudales analizados, y la cuña que se encuentra en la pared aguas abajo no es estable para caudales con un periodo de retorno mayor o igual a 50 años.

Si bien es cierto que estos resultados muestran que en general se presenta una situación estable, se quiere mencionar que el análisis de la socavación se concentró en los puntos más profundos sin mostrar la extensión final y entera de la socavación en el diseño actual y sus impactos sobre todo en el talud aguas abajo del salto esquí. Por lo tanto, se recomienda ampliar este análisis mostrando la extensión completa de la socavación en relación a las estructuras vecinas aplicando parámetros geotécnicos que representan adecuadamente el macizo rocoso con sus fallas locales.

A-5.4.3 Plan de monitoreo

El plan de monitoreo de los taludes y fondo del cuenco disipador considera la medición de las deformaciones en los taludes, inspección de las bermas mediante el acceso de personal utilizando líneas de vida y monitoreo del fondo del cuenco mediante perforaciones desde el túnel de descarga N°1.

El monitoreo de los taludes del cuenco disipador considera la instalación de tres inclinómetros adicionales en los taludes oriental, sur y occidental. Estos sensores estarán fijos y serán automatizados. En la visita virtual del mes de septiembre, Integral informo que hay un inclinómetro instalado en la ladera suroriental que se encuentra activo desde enero de 2020, el cual ha registrado deformaciones menores a 20 mm y sin evidencias de superficies de fallas definidas.

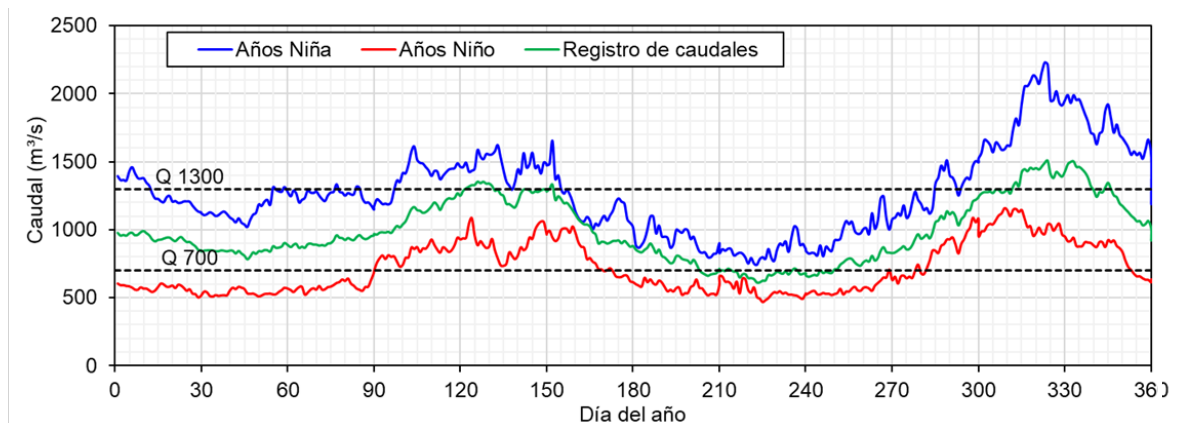
Para monitorear la socavación dentro del cuenco disipador, Integral está evaluando realizar perforaciones desde el túnel de descarga en la cota 196,5 msnm hasta 3 m antes del talud y las cotas 190, 180 y 170 msnm como en el fondo del cuenco. Se instalarán caudalímetros para medir las filtraciones y válvulas de cierre. El aumento del caudal de las filtraciones indicaría que ocurrió socavación en el cuenco disipador.

Es importante notar que estas medidas son bien recibidas con el fin de conocer la situación actual de esta zona. Sin embargo, queremos poner énfasis en el tema de análisis de estos datos observados dado que sin análisis adecuado y continuo no se puede conocer y manejar el riesgo de inestabilidades en una forma preventiva.

A-5.5 Estrategia de operación y mantenimiento

Las limitaciones para controlar el nivel del embalse y las condiciones de operación del vertedero, junto con las características hidrológicas del río Cauca definen las ventanas para inspeccionar y reparar los canales de descarga en el vertedero. La operación continua va a generar mayor desgaste que lo programado. Por lo tanto, es indispensable desarrollar un plan de mitigación y reparación de estos daños antes que se produzcan situaciones peligrosas. Con el objetivo de atender este asunto, Integral ha preparado una comparación y programación de operación de los dos canales en base a los caudales registrados en la estación fluviométrica del proyecto.

En la Figura 13-116 se puede observar que el mejor periodo para entrar y trabajar en los canales es entre los meses julio y septiembre, mientras un canal es inspeccionado los caudales deberán ser pasados por otro canal del vertedero. El canal izquierdo también podría ser inspeccionado en otros periodos cuando el caudal es entre 700 y 1.300 m³/s. El canal derecho solo se puede acceder cuando el caudal es por debajo de los 700 m³/s.



| PROBABILIDAD DE EJECUTAR EL MANTENIMIENTO SEGÚN EL COMPORTAMIENTO HIDROLÓGICO DEL RÍO | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| MES | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
| Canal Izquierdo | 45 | 37 | 39 | 43 | 50 | 53 | 43 | 35 | 40 | 54 | 49 | 45 |
| Canal Derecho | 38 | 50 | 45 | 28 | 11 | 23 | 48 | 61 | 52 | 24 | 9 | 19 |

Figura 13-116: Opciones de mantenimiento para el vertedero (presentación Integral en obra septiembre 2019)

En base de los caudales proporcionados en el sitio de la presa (1984 – 2014 o 31 años) se puede observar que el factor de excedencia por cada mes en particular se encuentra entre 6 y 53 % para el canal de derecho y 54 a 96 % para el canal izquierdo respectivamente (Tabla 13-17). Es decir, que para el Canal derecho en 6% de los meses Mayo durante el periodo de 31 años el caudal de ingreso había permitido un ingreso al canal izquierdo para hacer algunas reparaciones. De la misma manera se puede observar, que para el mes de agosto existe una probabilidad de 53 %, que el caudal no sobrepasaría un nivel de 700 m³/s.

Tabla 13-17: Factor de excedencia para sobrepasar los límites de las caudales permisibles en los canales del vertedero por mes en los 31 años de registro hidrológico.

| | Factor de excedencia para sobrepasar los 700 (Canal derecho) y 1300 m ³ /s (Canal izquierdo) | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Ago | Sep | Oct | Nov | Dic | Min | Max |
| Canal Derecho | 34% | 45% | 40% | 21% | 6% | 14% | 36% | 53% | 42% | 16% | 6% | 14% | 6% | 53% |
| Canal Izquierdo | 81% | 86% | 82% | 68% | 56% | 73% | 91% | 96% | 91% | 76% | 54% | 62% | 54% | 96% |

Los factores de diferentes niveles de excedencia se muestran en la siguiente Tabla 13-18. Con este análisis se quiere mostrar, que si existe una buena probabilidad sobre todo entre julio y septiembre y también entre enero y marzo para poder efectuar algunas reparaciones en el canal derecho (en casi 8 de 10 periodos enero hasta marzo y 9 de 10 periodos entre julio y septiembre el caudal se encuentra por debajo 1.300 m³/s) permitiendo la seguridad del personal. Además, e importante por lo demás, eso significa una alta probabilidad y posibilidad de poder reaccionar si se encuentran fallas o daños en el canal derecho.

Sin embargo, para hacer reparaciones en el canal izquierdo, el caudal – según las reglas de operación proporcionadas por Integral & EPM – debería encontrarse debajo 700 m³/s. Como se puede notar según la Tabla 13-17, que solamente se cuenta con una probabilidad mayor a 50% en agosto representando una posibilidad 50/50 que se puede hacer reparaciones en el Canal izquierdo. En este sentido es más probable que existen meses con mayor caudal, los que prohíben el ingreso al canal izquierdo para hacer reparaciones. Además, dado que el canal es más ancho se requería más tiempo para subsanar daños en la losa que podrían producirse en las grietas debido a cavitación local.

Tabla 13-18: Factores de excedencia para el Canal de Derecho y el Canal Izquierdo

| Factor de Excedencia ¹⁾ | Canal Derecho | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Ago | Sep | Oct | Nov | Dic |
| 95% | 1622 | 1548 | 1816 | 1887 | 2104 | 1870 | 1505 | 1288 | 1458 | 1842 | 2626 | 2525 |
| 90% | 1475 | 1375 | 1579 | 1710 | 1924 | 1667 | 1295 | 1116 | 1268 | 1609 | 2215 | 2213 |
| 75% | 1199 | 1128 | 1176 | 1398 | 1576 | 1340 | 961 | 880 | 953 | 1290 | 1607 | 1570 |
| 50% | 865 | 756 | 813 | 1019 | 1227 | 1000 | 771 | 682 | 756 | 1025 | 1266 | 1145 |
| 25% | 628 | 557 | 577 | 742 | 929 | 800 | 627 | 546 | 551 | 799 | 995 | 852 |
| 10% | 504 | 475 | 475 | 570 | 775 | 644 | 491 | 453 | 437 | 600 | 799 | 661 |
| 5% | 475 | 429 | 424 | 533 | 686 | 565 | 456 | 387 | 385 | 535 | 683 | 568 |

1) en base de los datos diarios registrados entre 1984 & 2014

| Factor de Excedencia ¹⁾ | Canal Izquierdo | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Ago | Sep | Oct | Nov | Dic |
| 95% | 1622 | 1548 | 1816 | 1887 | 2104 | 1870 | 1505 | 1288 | 1458 | 1842 | 2626 | 2525 |
| 90% | 1475 | 1375 | 1579 | 1710 | 1924 | 1667 | 1295 | 1116 | 1268 | 1609 | 2215 | 2213 |
| 75% | 1199 | 1128 | 1176 | 1398 | 1576 | 1340 | 961 | 880 | 953 | 1290 | 1607 | 1570 |
| 50% | 865 | 756 | 813 | 1019 | 1227 | 1000 | 771 | 682 | 756 | 1025 | 1266 | 1145 |
| 25% | 628 | 557 | 577 | 742 | 929 | 800 | 627 | 546 | 551 | 799 | 995 | 852 |
| 10% | 504 | 475 | 475 | 570 | 775 | 644 | 491 | 453 | 437 | 600 | 799 | 661 |
| 5% | 475 | 429 | 424 | 533 | 686 | 565 | 456 | 387 | 385 | 535 | 683 | 568 |

Actualmente, no hay solución para atender problemas mayores dado que no se puede bajar el nivel del embalse por debajo de la cota del umbral del vertedero (401 msnm) mientras que no hay unidades de generación disponibles. Esta problemática se puede relajar una vez que hay una Descarga Intermedia en operación y algunas unidades entran en servicio aumentando la capacidad de descarga por debajo del umbral del vertedero. En este sentido es altamente recomendable de tener un plan de gestión de reparaciones tomando en cuenta una proyección de caudales (*Flow Forecasting*) en el río permitiendo de planificar mejor las ventanas de reparación.

A-5.6 Análisis y evaluación

La información hidrológica disponible en la cuenca del río Cauca se considera suficiente y los métodos empleados adecuados para calcular los caudales de crecida en el sitio de la presa.

Según el modelo numérico CFD, los niveles de agua alcanzan valores críticos en la zona de compuertas durante la descarga del caudal máximo ($22.137 \text{ m}^3/\text{s}$), sin permitir un borde libre en el caso del eje B y permitiendo un borde libre máximo de 1,20 m en el caso del eje D. Se considera que es necesario contar por lo menos con un borde libre de 1,0 m con el fin de asumir sobreelevaciones por causa de posibles oleajes y escombros. El nivel máximo de apertura recomendado es de 422,20 msnm, siendo actualmente 421,20 msnm. Además, es necesario de asegurar que hay un manejo del sistema para retener los escombros con el fin de retirar el material acumulado sobre todo en eventos críticos como las crecidas.



Figura 13-117: Bloqueo del vertedero en la presa Palagnedra, Suiza durante una crecida con arrastre de una alta cantidad de troncos, acaecida 1978

En la parte terminal de la rápida, el nivel de agua supera el nivel del muro lateral en una longitud de aproximadamente 30 m, por lo que se debería incrementar la altura de los muros laterales en aproximadamente 2,40 m asegurando que no hay erosión en el talud. Otra manera sería de proteger este talud contra erosión de este tipo.

Las velocidades de circulación alcanzan los 32 m/s ya 80 m aguas abajo del azud, por lo que se recomienda evaluar las condiciones de la superficie con respecto a altas velocidades. Sobre todo, que las ventanas de intervenir con reparaciones en el canal izquierdo so bastantes limitadas. Una vez en operación la evacuación del caudal de ingreso a través de

las turbinas va a reducir este riesgo, pero implica también que el mantenimiento de las turbinas tiene que adecuarse también a las condiciones hidrológicas y también estructurales del vertedero. En este sentido se recomienda de instalar un sistema de proyección de caudales permitiendo la mejor planificación del mantenimiento, dado no existe ninguna otra estructura para evacuar los caudales de magnitud moderada.

Como consecuencia de la contingencia se debió adelantar el inicio del funcionamiento del vertedero cuando aún no estaba terminado el cuenco disipador, no se había alcanzado su cota de diseño (190 msnm). Esto provocó socavación en el fondo del cuenco, el colapso del talud izquierdo y acumulación de sedimento aguas abajo del cuenco.

Una vez que el cuenco disipador alcance su condición de diseño en la cota 190 msnm, de acuerdo con el análisis hecho por Integral, para caudales con un periodo de retorno con un periodo de retornos bajos (2,33 años), ya no habría problemas de erosión. Sin embargo, para caudales con periodo de retorno altos (mayores a 50 años) algunos sectores dentro del cuenco disipador presentan probabilidad de erosión moderada a alta. Para tener una probabilidad de erosión dentro del cuenco disipador de baja a nula para un caudal con periodo de retorno de 500 años habría que fijar la cota de fondo en 170 msnm. El análisis de estabilidad global muestra que las laderas son estables. El análisis de las cuñas de fondo mostró que son estables para un caudal con periodo de retorno de 50 años, pero son inestables para uno de 500 años. Las cuñas de las paredes son estables para caudales bajos ($T=2,33$ años), pero para un caudal con periodo de retorno de 50 años, tanto la pared Este como la pared de aguas abajo son inestables. Para un caudal con periodo de retorno de 500 años solo la pared aguas arriba es estable en la cota 190 msnm.

Ha sido planificado la instalación de un sistema de monitoreo, lo que resulta ser una buena decisión. Sin embargo, es necesario analizar los datos obtenidos continuamente, dado que sin análisis adecuado y continuo no se puede gerenciar el riesgo de inestabilidades en una forma preventiva. Además, se recomienda mostrar la extensión completa de la socavación, relacionada con las estructuras vecinas, y aplicando parámetros geotécnicos que representen adecuadamente el macizo rocoso con sus fallas locales.

A-6 EMBALSE

A-6.1 Laderas del embalse y aspectos geológicos/geotécnicos

En las fases iniciales del estudio del proyecto Ituango se detectaron indicios de grandes deslizamientos en las laderas del vaso del embalse. En consecuencia, el tema del potencial de amenaza vinculado con la estabilidad de las laderas fue tratado en varios informes, entrando progresivamente en detalle. Eventualmente, en la fase de construcción del proyecto y con el ascenso del lago han ocurrido movimientos/deslizamientos de laderas, de volumen moderado a pequeño, pero en algunos sitios con apreciable potencial de impacto. Esta situación exige actualizar la evaluación de la amenaza.

En el presente informe se hace enfoque en las amenazas de primera categoría, que potencialmente perjudican la seguridad de la presa, como son:

- Deslizamientos directamente afectando las instalaciones esenciales, p. e. el vertedero
- Olas de impacto que pueden rebosar por la cresta de la presa
- Taponamientos que ocasionar crecidas extraordinarias.

El proyecto entregó numerosos informes, dedicados al tema de la estabilidad de las laderas. Levantamientos geológicos, realizados en el curso de la construcción de la presa y de las obras anexas, han suministrado información adicional sobre las condiciones subterráneas. El amplio programa de monitoreo sigue contribuyendo con información valiosa. Los nuevos levantamientos topográficos permitieron, con ayuda de imágenes satelitales, agregar detalles a la evaluación morfológica. Reconocimientos aéreos en helicóptero ayudaron en el análisis morfológico.

El siguiente listado compila los principales documentos consultados:

- Preliminary Study of Geomorphology and Quaternary Stratigraphy Ituango Project Colombia. (Woodward-Clyde Consultants, 1981)
- Carretera Santa Fe de Antioquia – Puerto Valdivia, Estudios de Fase II, Informe Final. (Integral, 1997)
- Fotointerpretación geomorfológica del cañón del Río Cauca en el tramo Santa Fe de Antioquia – Río Pescado. (Solintegral, 2006)
- Proyecto Ituango. Evaluación de Estabilidad - Laderas del Embalse. (Gonzalez Garcia & Integral, 2007)
- Deslizamientos de gran magnitud. F-PHI-GGS-ANC (Integral, 2007c)
- Complementación de la Factibilidad. Rompimiento de la presa. F-PHI-HYS-AND. (Integral, 2007b)
- Diseño detallado. (Integral, 2010b)
- Inestabilidad y Erosión. Anexo 7.2.8. (Integral, 2011c)
- Línea base monitoreo inestabilidad y erosión. (Integral, 2012a)
- Primer monitoreo de inestabilidad y erosión para el Proyecto Hidroeléctrico Ituango. (Consultores Unidos, 2013)

- Plano D-PHI-GEO-MON-IN-ER-001: Monitoreo de Deslizamiento – Inestabilidad y Erosión. (Integral, 2012b)
- Complementación de la factibilidad - Informe deslizamientos en el embalse. (Integral, 2015)
- Plano D-PHI-111-ITU-AD-B-010: Zonificación y grandes deslizamientos Documento. (Integral, 2016)
- Diagnóstico geológico geotécnico de la contingencia - I-I-2194-062018-01-R0. (Integral, 2018e)
- Informe general de diseño, construcción y contingencia de la Presa - I-2194-PHI-041-184-PRE-DCC-001. (Integral, 2018b)
- Diagnóstico Geológico Geotécnico Contingencia - I-I-2194-062018-01-R2. (Integral, 2018a)
- Atención requerimiento auto 2292 del 15 de mayo de 2018 de la ANLA Artículo segundo, numeral 2. Informe 3 – informe de análisis y resultados. 0090007_Auto2292_Art2_N2_Info3_Rev1. (Integral, 2019h)
- Estabilidad margen derecho por operación durante contingencia Junio 2019 - I-2194-PHI-051-GEO-MDC-001. (Integral, 2019i)
- Diagnóstico Geológico-Geotécnico de la Contingencia – Volumen 2. I-I-2194-062019-01-R0.V2. (Integral, 2019j)
- Riesgos geotécnicos Derrumbe Portal Túneles de Desviación. I-2194-PHI-030-Geo-RPTD-001. (Integral, 2019g)
- Monitoreo de Inestabilidad y/o Erosión de Taludes al Interior del Embalse incremento
- Análisis de Oleaje por Deslizamiento - I-2194-PHI-010-GEO-AOD-001. (Integral, 2020b)
- Riesgos Geotécnicos Deslizamiento Vía Sustitutiva Presa – Ituango K2+550. Deslizamiento Villa Luz. I-2194-PHI-021-GEO-RDV-001. (Integral, 2020f)
- Descripción Geológica De Detalle Del Sitio Inestable (Km 0+900 – Km 1+250) – Estudio de la Posible Ola Causada por un Eventual Movimiento en Masa. I-2194-PHI-021-SPI-GEO-SI-001. (Integral, 2020h)
- Plazoleta de pozos de compuertas – Memoria de cálculo cierre sur de la excavación de la parte alta. D-PHI-COP-043-2020. (Integral, 2020g)
- Diagnóstico Geológico y Geotécnico Inicial. Sitios inestables según Resolución 1896. I-2194-PHI-044-GEO-ASI-R0. (Integral, 2020c)
- Presentaciones visitas virtuales 2020

Al principio se identificaron 11 sitios de deslizamientos de dimensiones notables. Estudios más avanzados mencionan 21 sitios. El monitoreo actual incluye más de 60 sitios.



Figura 13-118: Ubicaciones de los 11 sitios inicialmente identificados (2007)

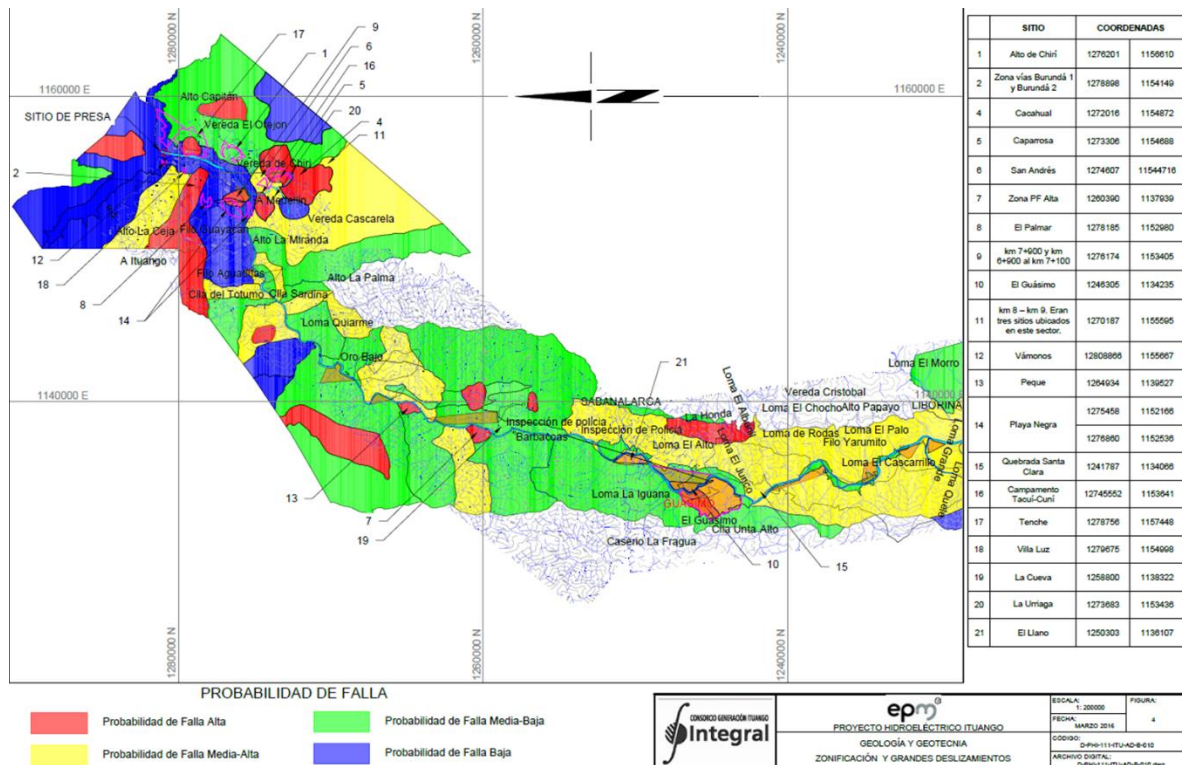


Figura 13-119: Ubicación de 21 sitios inestables y zonificación de probabilidad de falla (2013)

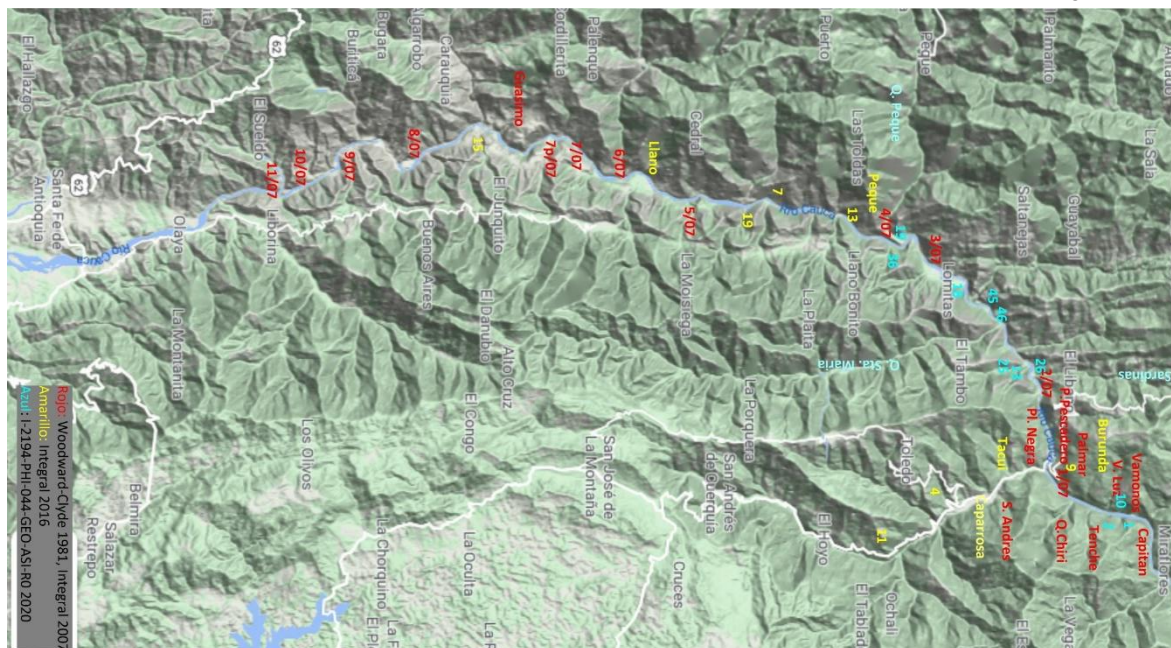


Figura 13-120: Plano sinóptico de ubicación de sitios inestables y de monitoreo actual a lo largo del reservorio

En repetidas ocasiones se elaboró una clasificación morfológica del terreno en la zona del proyecto. La Figura 13-121 muestra el resultado de esta clasificación.

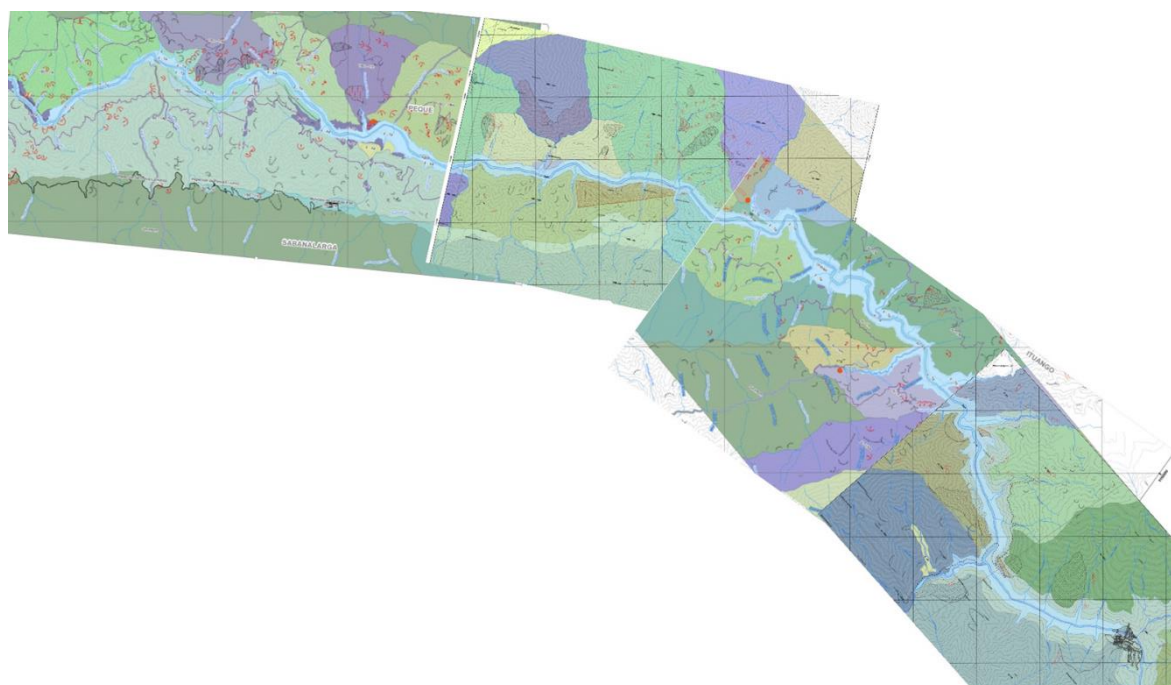


Figura 13-121: Mapa de zonificación morfológica a lo largo del reservorio (Integral)

A-6.1.1 Inventario morfológico del tramo inferior del vaso del embalse

El tramo del valle comenzando cerca del lugar de Playa Negra merece particular atención por las siguientes razones:

- La cercanía a las estructuras principales del proyecto;
- Las huellas de paleo-derrumbes; y,
- La experiencia con movimientos activos en varios lugares.

Estos aspectos comprueban la existencia de una amenaza real y significativa que constituye la raíz de riesgos económicos para la operación y sobre todo para la seguridad de la presa. El riesgo ya se identificó en la fase de reconocimiento inicial del proyecto. La experiencia avanzada actualmente disponible invita una actualización de los estudios existentes.

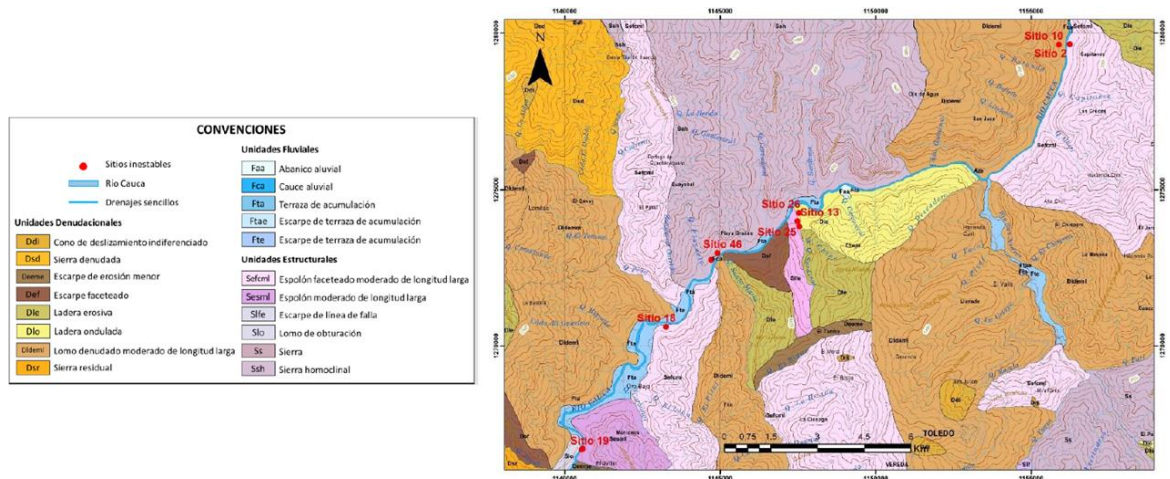


Figura 13-122: Mapa de unidades geomorfológicas (Integral, 2020c)

La Figura 13-122 ofrece una clasificación basada en las características de la superficie del terreno. Se nota un contraste entre las laderas del valle aguas abajo de la confluencia del Río San Andrés. La ladera izquierda figura como “Lomo denudado moderado de longitud larga” (que también se aplica a las laderas del valle de San Andrés) y la ladera derecha se describe como “Espolón facetado moderado de longitud larga”.

La Figura 13-123 también muestra la distinción entre las dos laderas – “vertiente larga convexa” en la izquierda y “vertiente de fuerte inclinación” en la derecha – y agrega la unidad “escarpe del borde del río” a lo largo del pie de las laderas. También se marca cicatrices de deslizamientos.

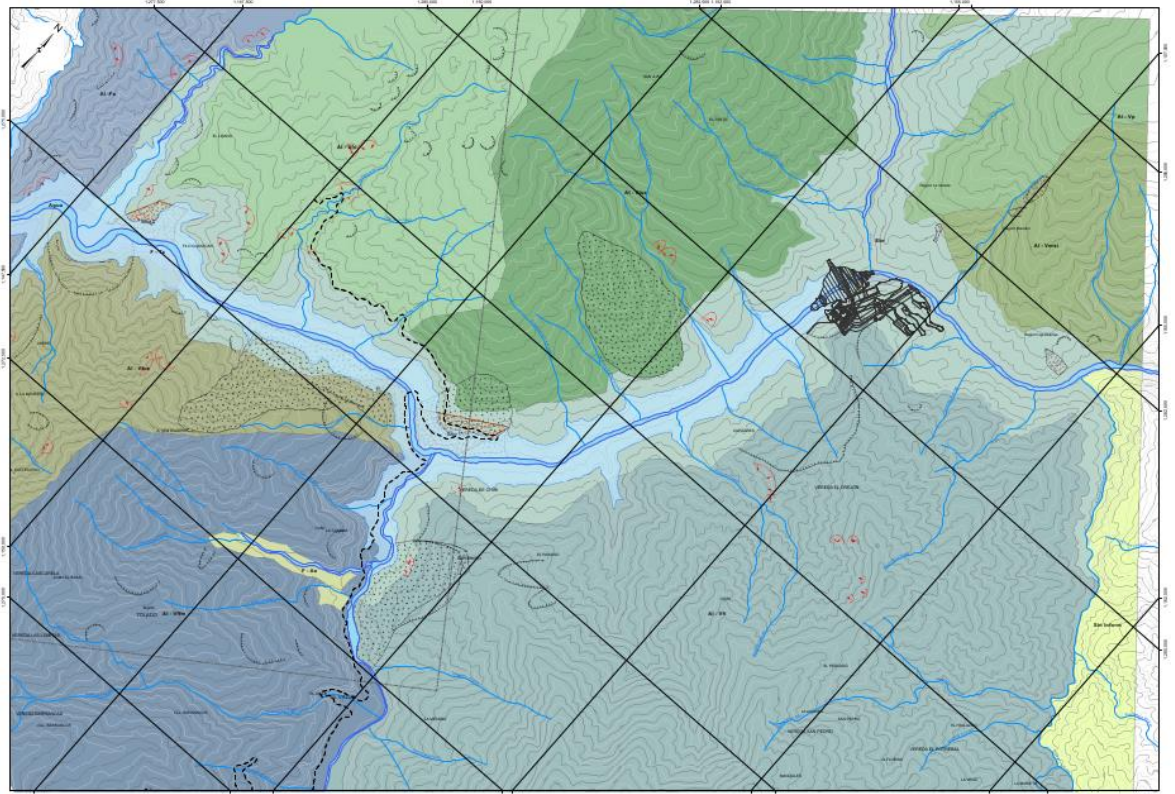


Figura 13-123: Mapa de Geomorfología y Procesos Morfodinámicos (Integral, 2011b)

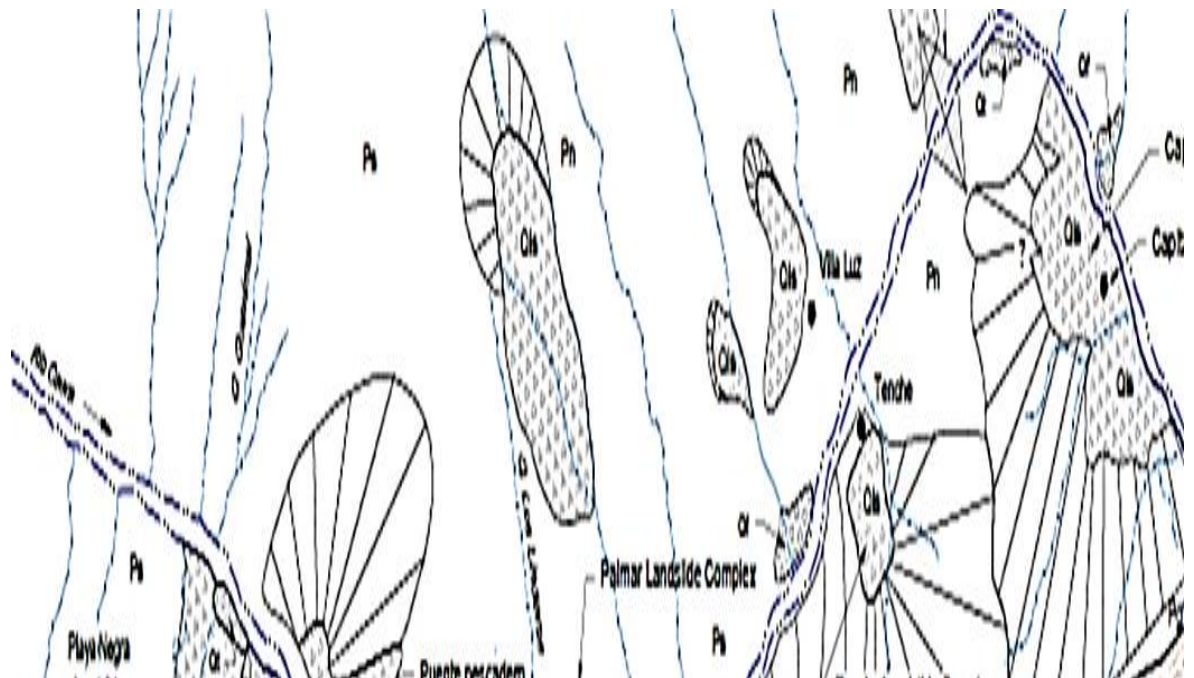


Figura 13-124: Deslizamientos identificados por Woodward Clyde (1981)

La Figura 13-125, en cambio, hace enfoque en los rasgos morfológicos supuestamente relacionados con derrumbes. La tecnología moderna con levantamientos LIDAR e imágenes satelitales permite actualizar los resultados de este reconocimiento.

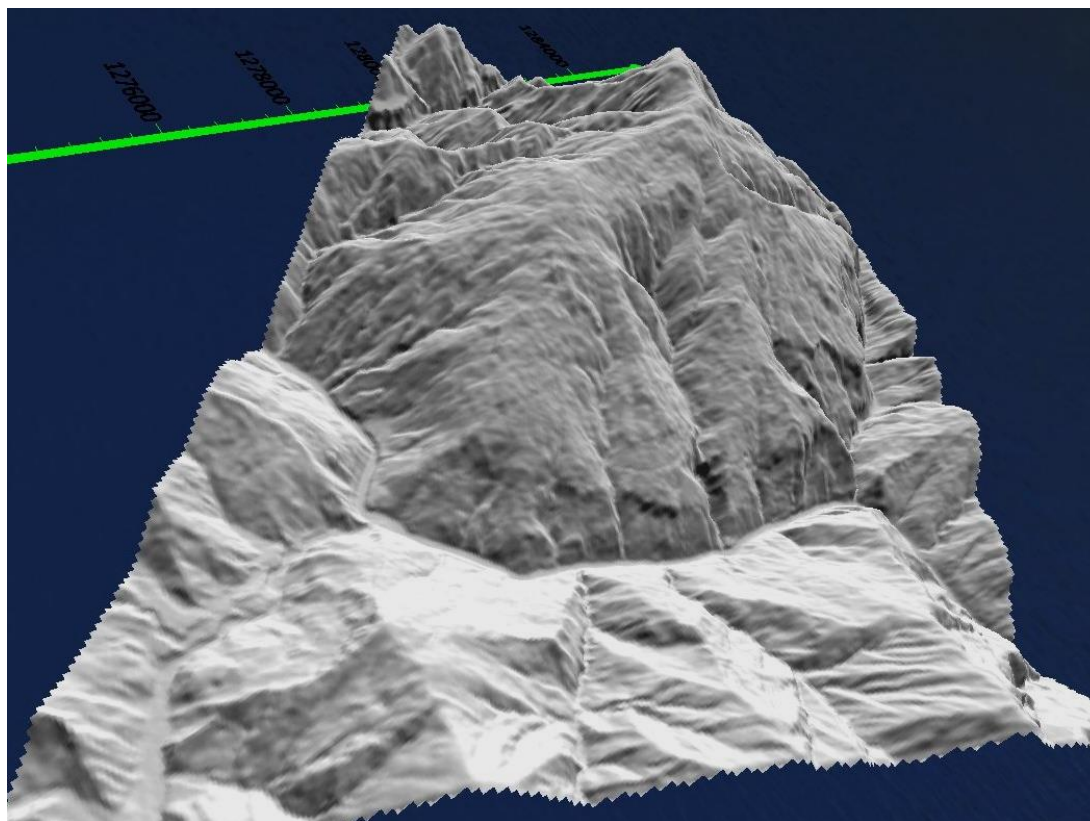


Figura 13-125: Modelo topográfico del tramo del Río Cauca entre el Río San Andrés (en izquierda) y el sitio de la presa (en la derecha)

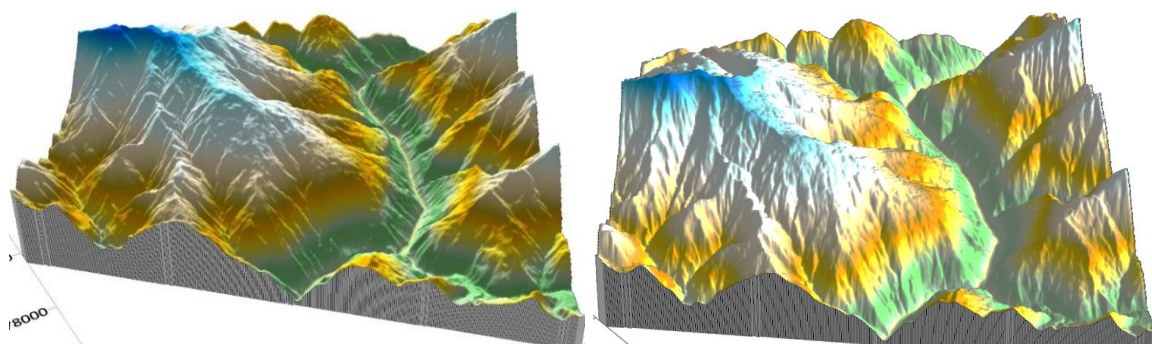


Figura 13-126: Modelo topográfico del tramo del Río Cauca aguas abajo del Río San Andrés, escala de altura exagerada

La Figura 13-126 permite distinguir tres tipos de terreno:

1. La garganta interior del cañón del Río Cauca, de origen geológicamente reciente con paredes de fuerte inclinación

2. Una zona de morfología relativamente suave en la parte media de la ladera derecha, supuestamente residuo de una antigua superficie de erosión madura
3. Terreno de morfología accidentada, mayormente con aparente control por la estructura geológica.

La vista de la Figura 13-126 izquierda hace resaltar tres planos estructurales:

1. Rumbo NE-SW, buzamiento SE (derecha en la figura)
2. Rumbo NE-SW, buzamiento NW (izquierda en la figura)
3. Rumbo NW-SE, buzamiento SW.

Existe un contraste entre las dos laderas del valle. La ladera izquierda por encima de la cota 700 m conserva parte de un antiguo pie de monte, de configuración relativamente plana y suave pendiente (entre 15 y 20°) con una cubierta espesa de suelos coluviales y suelo residual. La pendiente coincide con el buzamiento de la foliación, determinada en el sitio de la presa. Hacia el interior de la garganta, como resultado de la erosión más moderna, la ladera se hace empinada, y parcialmente se aprecian afloramientos de roca. La configuración de la ladera derecha se presenta mucho más irregular, con relieve abrupto y menudos cicatrices de derrumbes. Los movimientos activos más importantes – el derrumbe de la entrada de los túneles de desvío y de la zona de Romerito – se ubican en esta ladera.

Estos movimientos mayormente se desarrollan dentro de la roca, lo que debiese alertar a Integral, que ha considerado sólo una delgada cubierta de regolito y roca residual (IB, IC) como superficie de deslizamiento, en todos sus análisis de estabilidad de la zona de presa, sin considerar la posibilidad de superficies de deslizamientos más profundas, localizadas en la roca muy meteorizada, fracturada y blanda a moderadamente dura (IIA), inmediatamente inferior.

Con el llenado del embalse también en la parte inferior de la ladera izquierda se iniciaron derrumbes (km 0+900 a km 1+200) de la vía a Ituango, Quebrada Burunda).

El sector Tenche en la ladera derecha, supuestamente por remoción de material, adquirió una forma cóncava, con la base aproximando el sistema 2 de los elementos estructurales arriba mencionados. Aguas abajo de Tenche, el sector con los portales de desvío y el estribo de la presa se levanta por encima de la base de la depresión de Tenche, de esta forma señalando reserva de energía potencial.

A-6.1.2 Indicios de potencial inestabilidad a lo largo del tramo inferior del embalse

La Figura 13-127 combina la imagen Google con la topografía del terreno digital (también usado en el modelo 3D anteriormente). Este plano se aprovecha para trazar una serie de secciones (Figura 13-128) que ayuden en la visualización de las condiciones morfológicas y el consiguiente potencial de movimientos de las laderas en este tramo del valle.

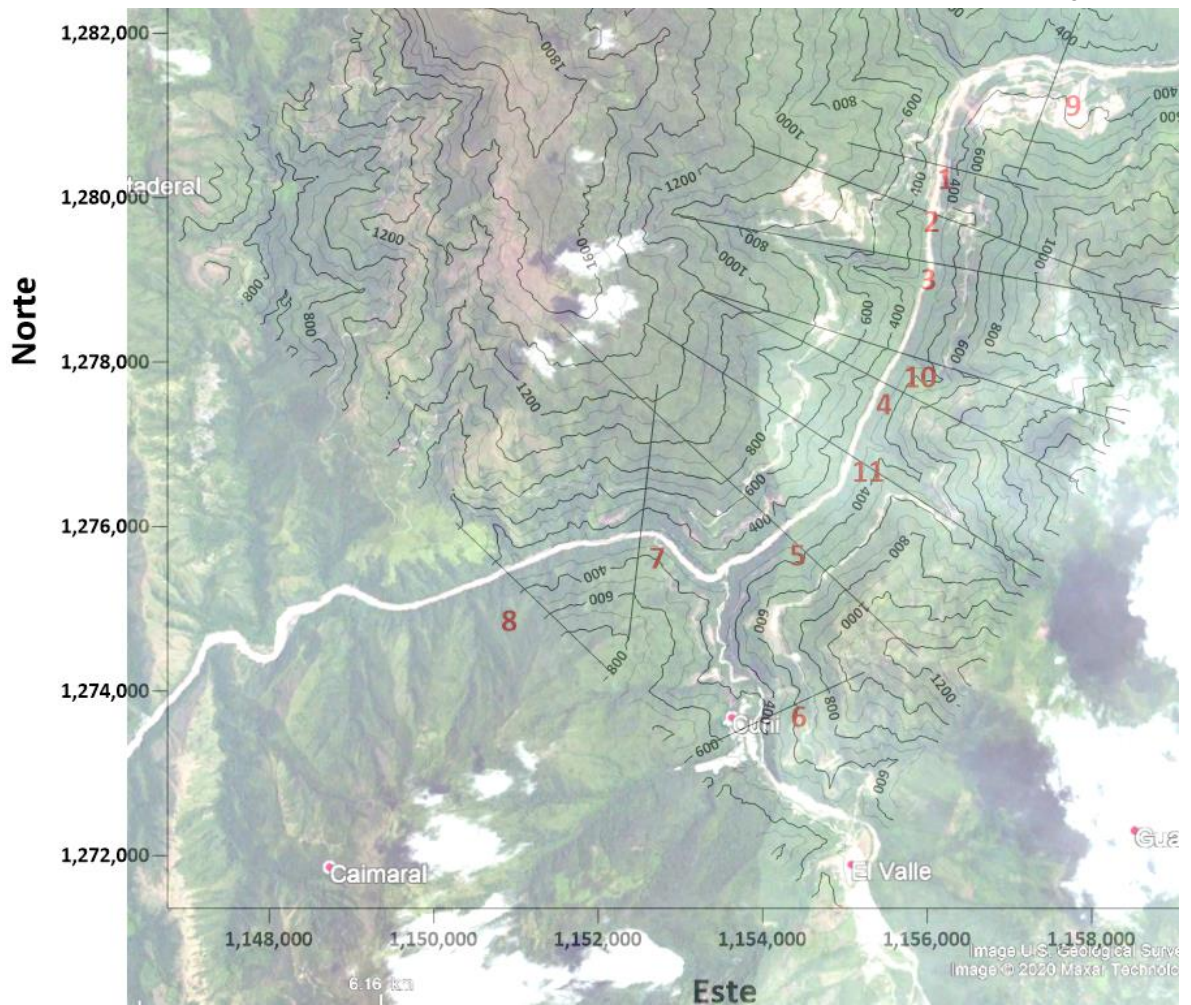
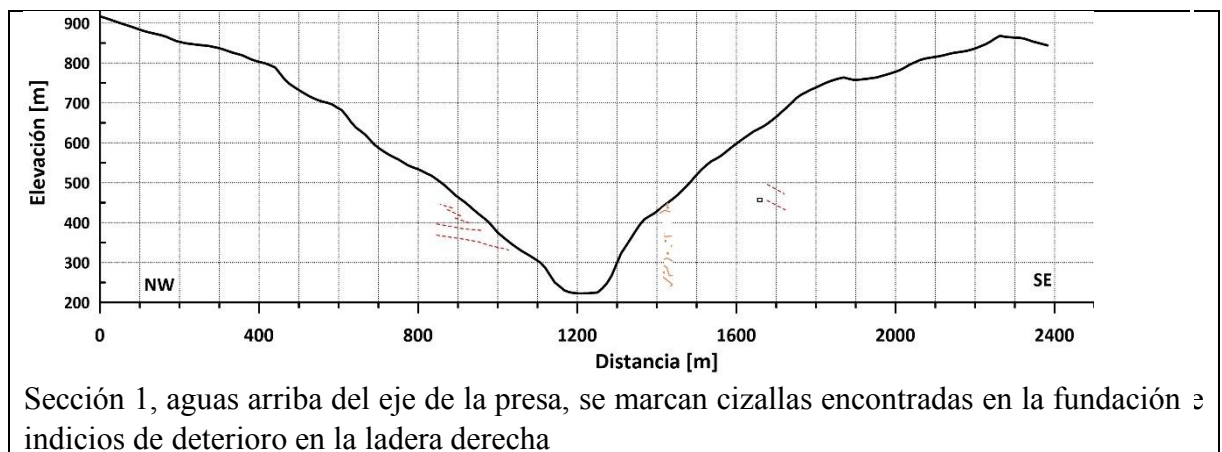
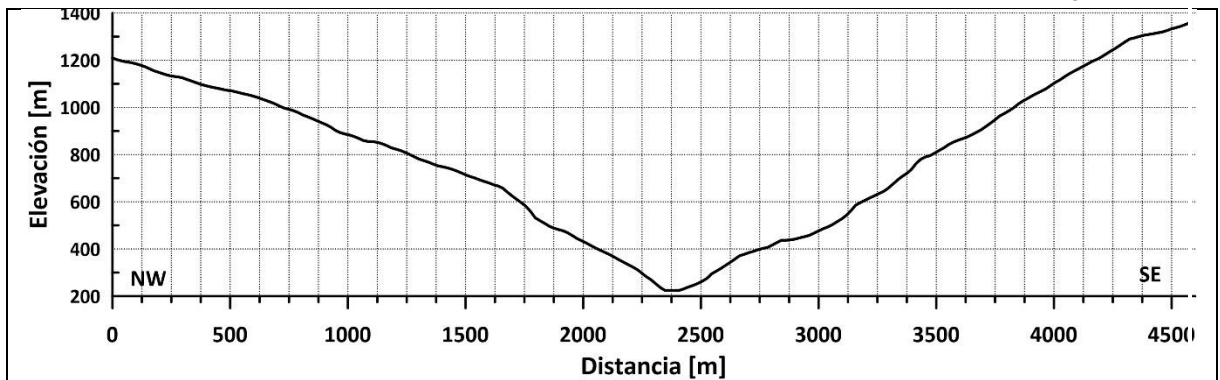


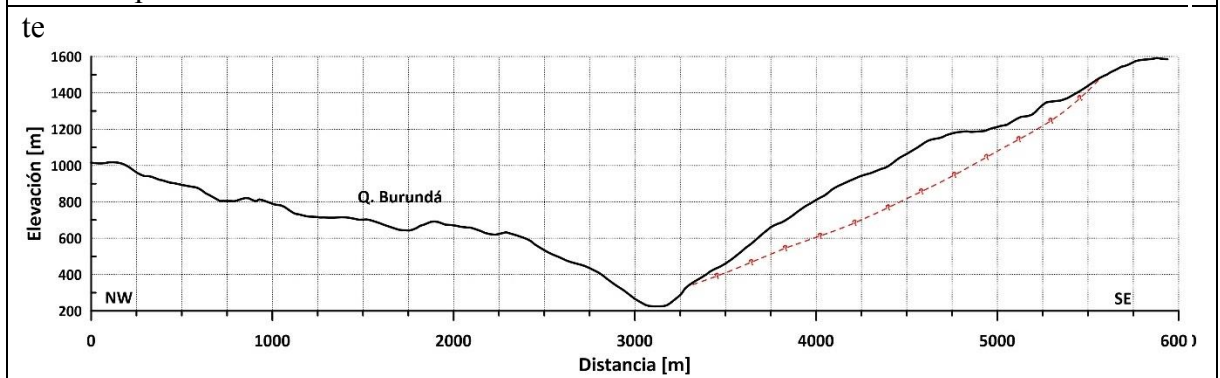
Figura 13-127: Imagen satelital Google con líneas de nivel y ubicación de perfiles



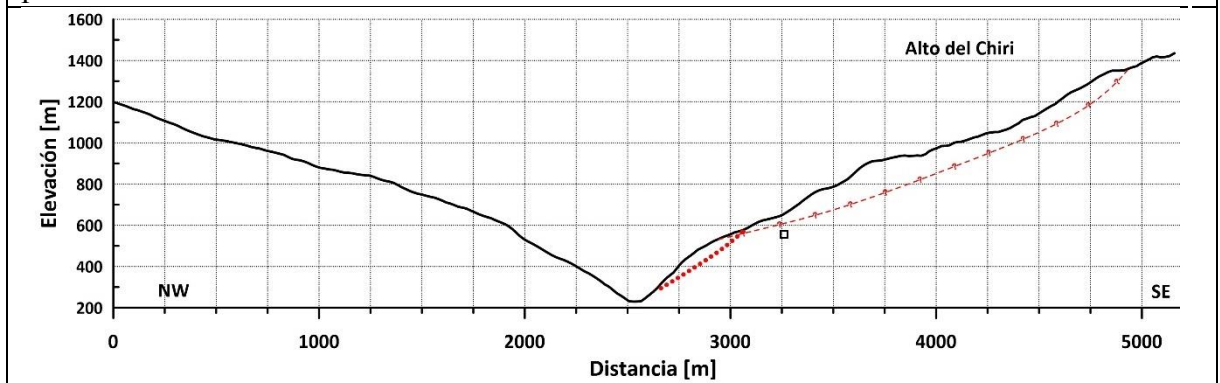
Sección 1, aguas arriba del eje de la presa, se marcan cizallas encontradas en la fundación e indicios de deterioro en la ladera derecha



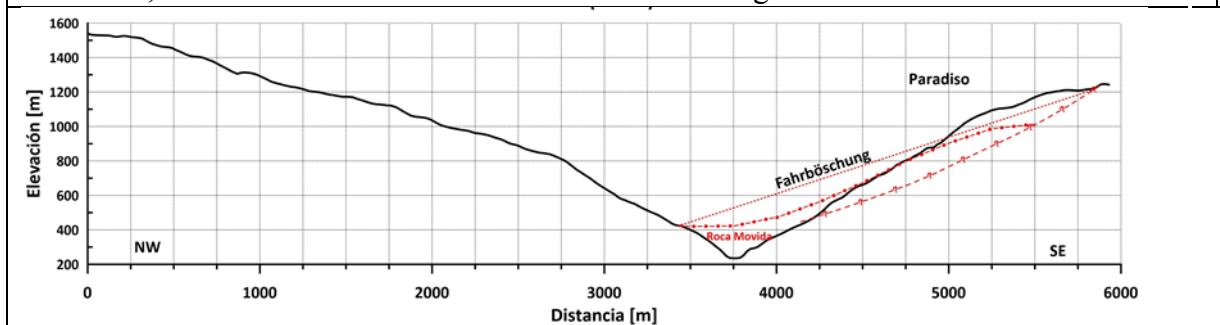
Sección 2, Tenche. La configuración cóncava en la ladera derecha resulta de la remoción de material por deslizamientos



Sección 3, Quebrada Burunda-Tenche. En esta línea queda en ladera derecha material potencialmente móvil



Sección 4, Alto del Chiri. Movimientos recientes en el segmento inferior de la derecha



Sección 5, Paradiso. Potencial de deslizamiento en ladera derecha, morfología suave de antigua superficie madura en ladera izquierda encima de la cota 800 m

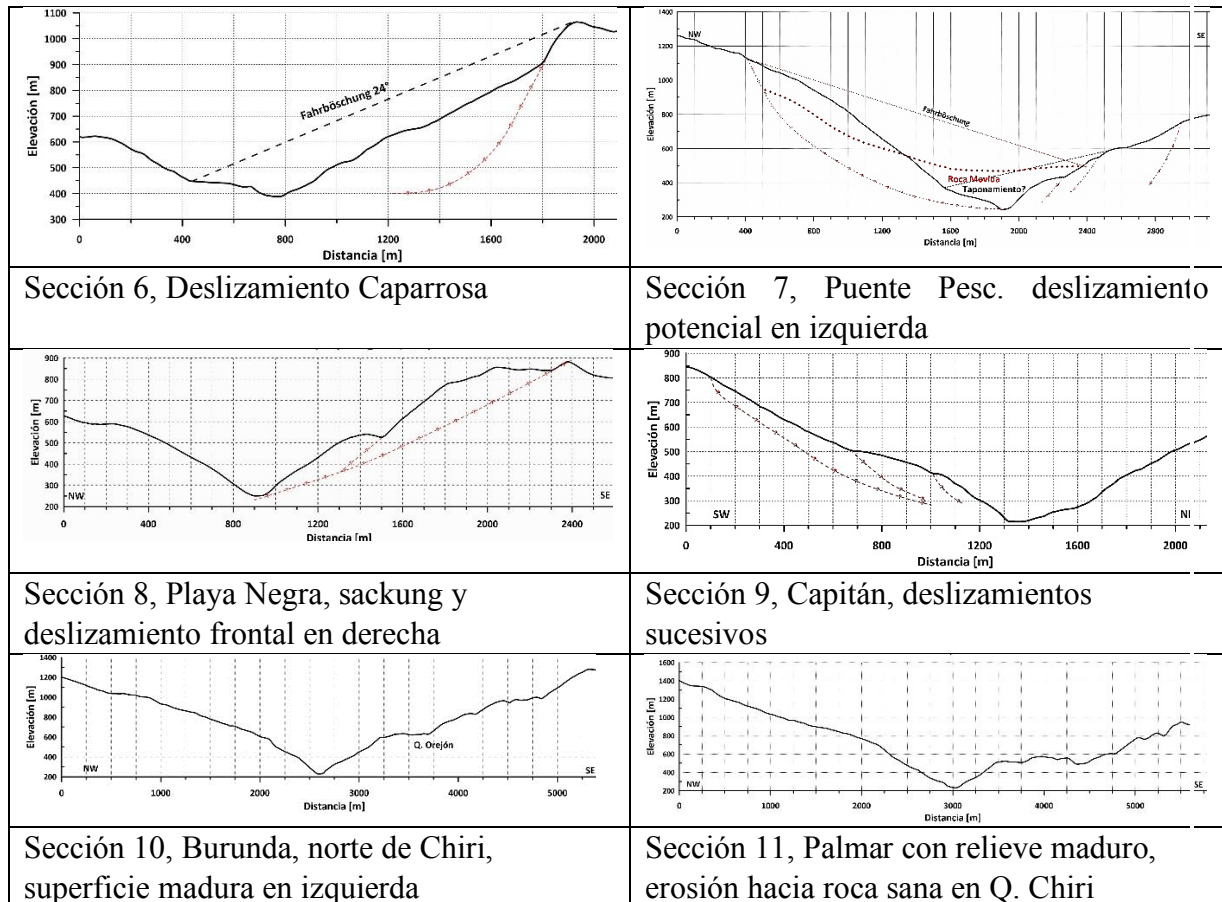


Figura 13-128: Secciones transversales de los distintos sitios de deslizamientos antiguos detectados en la zona de la Presa y Vaso del Embalse Ituango

A-6.1.3 Amenaza de olas de impacto

Como base de partida para la evaluación del riesgo de olas de impacto (*impulse wave*) en el reservorio debido a un deslizamiento se utiliza el estudio de Woodward Clyde (1981). Este estudio identificó huellas de más de diez antiguos derrumbes en los primeros 12 km del embalse aguas arriba de la presa (Integral, 2012b). Entre ellos los derrumbes de Tenche, del Río San Andrés y de Playa Negra – Puente Pescadero ocupan áreas particularmente extensas. Aprovechándose de un levantamiento topográfico más detallado y de imágenes satelitales, se elaboró una actualización de los rasgos morfológicos de este tramo del reservorio. La actualización llega a confirmar muchos de los elementos ya detectados hace tiempo (Figura 13-129).

Nuevamente, se aprecia un contraste entre las dos laderas del valle. La ladera izquierda por encima de la cota 700 msnm conserva parte de un antiguo pie de monte, de configuración relativamente plana y suave pendiente (entre 15 y 20°) con una cubierta espesa de suelos coluviales y suelo residual. La pendiente coincide con el buzamiento de la foliación, determinada en el sitio de la presa. Hacia el interior de la garganta, como resultado de la erosión más moderna, la ladera se hace empinada, parcialmente con afloramientos de roca.

La configuración de la ladera derecha se presenta mucho más irregular, con relieve abrupto y menudas cicatrices de derrumbes. Los movimientos activos más importantes – el derrumbe de la entrada de los túneles de desvío y de la zona de Romerito – se ubican en esta ladera. Estos movimientos mayormente se desarrollan dentro de la roca⁵. Con el llenado del embalse también se iniciaron derrumbes en la parte inferior de la ladera izquierda (km 0,9 a km 1+200 de la vía a Ituango, Quebrada Burunda).

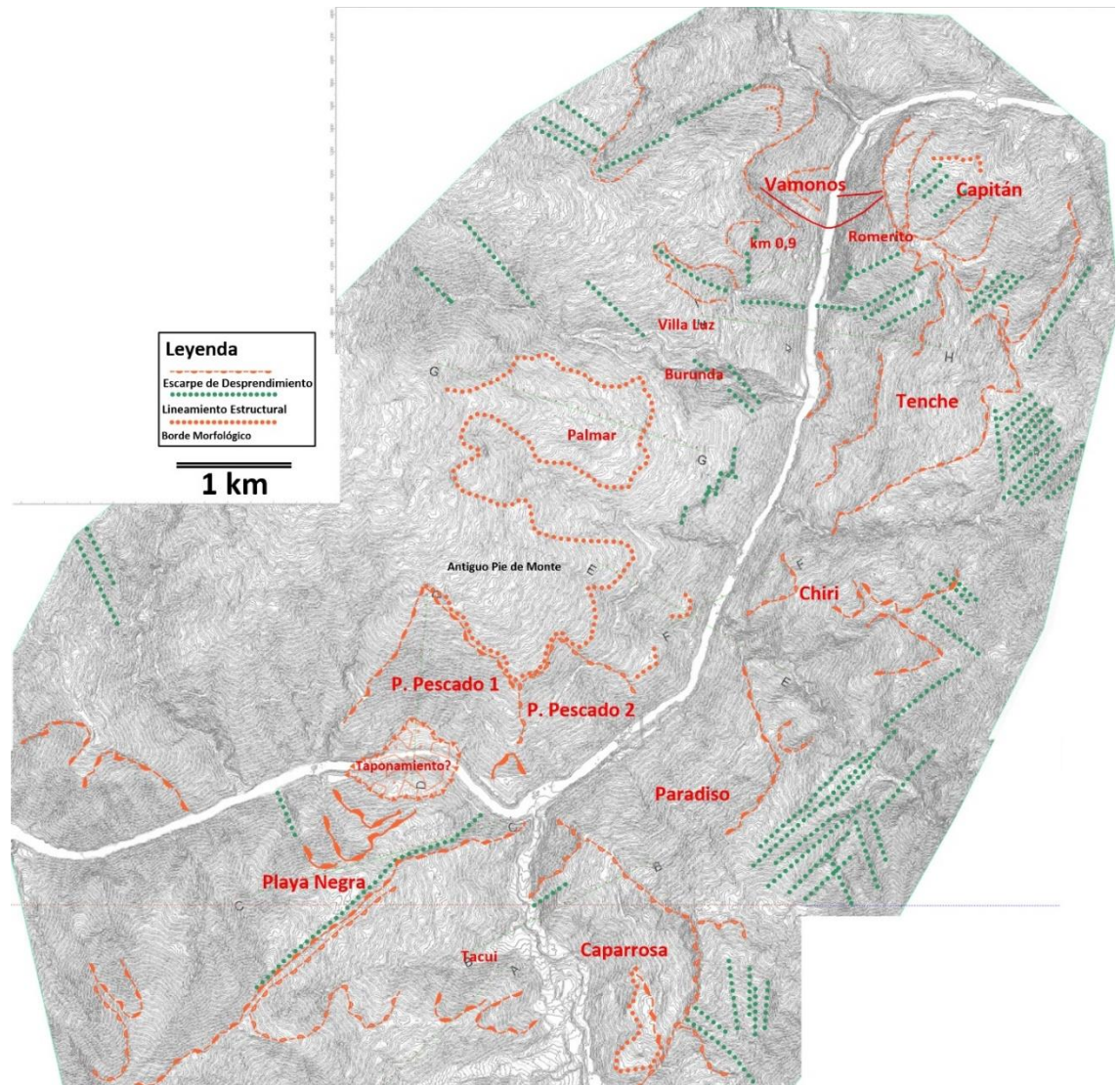


Figura 13-129: Elementos morfológicos a lo largo del sector inferior del reservorio

⁵ Se insiste en el llamado de atención a Integral, que ha considerado sólo una delgada cubierta de regolito y roca residual (IB, IC) como superficie de deslizamiento, en todos sus análisis de estabilidad de la zona de presa, sin considerar la posibilidad de superficies de deslizamientos más profundas, localizadas en la roca muy meteorizada, fracturada y blanda a moderadamente dura (IIA), inmediatamente inferior.

La amenaza más obvia se vincula con el sitio de los Portales de Desvío 1 y 2. Sin embargo, este sitio no se toma en cuenta en relación con el fenómeno de las olas, ya que en este sitio un tratamiento de estabilización similar a las medidas en proceso en el deslizamiento Romerito se considera indispensable de manera que se elimina este riesgo en el futuro. De hecho, ya está considerado por EPM, pero con un alcance inicial menor, pero sujeto a modificaciones, dependiendo de lo que se encuentre y como se comporte el material a ser excavado.

El sitio de Tenche cubre un área extensa, pero, según constatado por Integral la mayor parte del material potencialmente inestable ya fue removido. De hecho, a lo largo de la vía de acceso se observan solamente trechos aislados de material propenso de deslizarse. En cambio, proyectando la base de la masa inestable inicial de Tenche hacia aguas arriba se encuentra un volumen importante de material de estabilidad posiblemente deficiente en el sector de Paraíso. Por consiguiente, el sitio de Paraíso adquiere un rango destacado en la lista de amenazas potenciales.

El sitio de Caparrosa representa un evento relativamente reciente dada la buena conservación de las características morfológicas. El volumen de la masa desplazada es muy importante, del orden de 200 hm³. Sin embargo, la masa ya se asentó unos 150 m, consumiendo gran parte de su energía potencial y el río se llevó una proporción importante de su volumen inicial. En el futuro queda la probabilidad de movimientos de tajadas frontales de la masa movida, involucrando volúmenes notablemente inferiores a los del derrumbe inicial. Adicionalmente, la ubicación en un valle lateral amortiguaría el efecto en la presa. Por estas razones el sitio Caparrosa no alcanza la misma magnitud de amenaza como por ejemplo el sitio de Paraíso.

En el sitio de Playa Negra, en el flanco derecho, una pronunciada grada a lo largo de la cresta llama la atención. Entre esta grada y la orilla del Rio Cauca la ladera presenta rasgos de algunos movimientos parciales, uno de los cuales al parecer produjo un taponamiento del río. Por lo demás, la configuración morfológica sugiere una combinación de asentamiento y expansión lateral, clasificado como “Sackung”⁶ por Woodward Clyde (1981). Este tipo de movimiento puede afectar un importante volumen de roca, pero es lento y, por lo tanto, poco propenso de ocasionar una ola de impacto de amplitud crítica.

En la ladera izquierda del sitio Playa Negra, el sitio Puente Pescadero 1 (aguas arriba del codo del río) ocupa la mayor área. La orientación de la ladera empareja a la del sitio Caparrosa y, por consiguiente, se puede admitir una configuración estructural del macizo rocoso semejante y un parecido potencial de deslizamiento.

En conclusión, de las antedichas condiciones geológicas y morfológicas se atribuye la categoría de potencial “peor caso” a los sitios Paraíso y Puente Pescado 1 (Playa Negra margen izquierdo), este último más lejano del sitio de presa Ituango.

Los dos sitios mencionados anteriormente contienen los mayores volúmenes de material y, por esto razón, merecen atención. Sin embargo, no muestran indicios de inestabilidad actual y en esta situación el estudio se puede limitar a las opciones hipotéticas de la gestión de riesgo. Además, el periodo de retorno de estos deslizamientos es bastante alto, mayor a

⁶ Sackung = hundimiento.

5.000 años, por tanto, la probabilidad de ocurrencia de estos deslizamientos dentro de la vida útil del proyecto es bastante baja.

Considerando lo anteriormente expuesto, se decidió identificar sitios con un menor volumen potencial de deslizamiento, pero con una probabilidad de ocurrencia más alta, para ser también analizados. Es así que se identificaron dos sitios, Palmar S12 y Chiri S13, que manifiestan movimientos, por lo menos parciales, y por esta razón pueden exigir precauciones conforme a la magnitud de los impactos potenciales.

A-6.1.4 Comentarios a los estudios del diagnóstico de sitios inestables

Pöyry también ha revisado los estudios preparados por Integral (2020c) y presentados a las autoridades con su evaluación de los sitios inestables en el embalse. A continuación, se presentan los comentarios al respecto.

- El análisis de fallas circulares por LEM debe mostrar el FS asociado a fallas profundas, de interés para el proyecto, no a fallas en el saprolito. A respecto, una conclusión y recomendación firme es: Integral debe rehacer sus análisis de estabilidad de laderas de valle con deslizamientos cercanos a la presa, admitiendo que tales deslizamientos pueden ser más profundos, despegando desde una superficie que se desarrolle en la roca muy meteorizada, muy fracturada, y moderadamente dura a blanda, con un 10% a 50% de matriz de suelo tipo maicillo entre bloques, y con GSI 20, denominada como IIA. Para tal efecto deben modificar los parámetros de corte de tal material a valores más realistas con esta clara descripción. Por ejemplo, asumir un ángulo de fricción interna no superior a unos 22° - 24° , y una cohesión de unos $0,15 \text{ Kg/cm}^2 = 15 \text{ kPa}$, y no puede tener una compresión uniaxial de 75-100 MPa. Estos parámetros deberán ser confirmados con mapeos y ensayos geomecánicos adicionales en el futuro temprano. Adicionalmente, habría que considerar que tales materiales estaban cercanos al grado de saturación o con alto contenido de humedad.
- Esto mismo se hace extensivo a los grandes deslizamientos ocurridos en el vaso del embalse, en los cuales queda muy claro que incluyeron una importante masa de rocas, ya sea muy meteorizadas y relativamente blandas (IIA), como rocas más duras y menos meteorizadas también (IIA-IIB). Si no hubiese sido así, estos deslizamientos jamás habrían alcanzado el tamaño que tuvieron.
- Los modelos realizados consideran un nivel freático asociado al nivel del embalse. Considerando la intensidad de las precipitaciones en la zona, nos parece muy relevante definir un nivel freático que dé cuenta de la lluvia caída. En material IIA, con GSI 20, debe haber, sin lugar a duda, un porcentaje de infiltración del agua en las laderas, más allá de la pendiente que éstas tengan. El agua es el principal factor gatillante de deslizamientos y consideramos que la precipitación no está siendo incorporada en los modelos actuales. Así es (ver más arriba). Se debe considerar una napa subsuperficial, puesto que después de 1 semana lloviendo no me cabe duda de que estos materiales estarán cercanos a la saturación, sino completamente saturados.
- En la definición de propiedades de los materiales involucrados en los modelos, los UCS asignados al material IIA parecen muy optimistas. Para GSI de 20, sería muy inusual que se presenten valores UCS de 75 a 100 MPa. Cabe mencionar que el UCS

a utilizar en el modelo debe ser el de la roca intacta, como bien establece Integral en su informe, donde por roca intacta se entiende a los bloques de roca entre las fracturas de la ladera, sea cual sea el estado de alteración o meteorización que estos tengan, i.e. roca intacta no significa roca fresca. De acuerdo, el valor debe corresponder al grado de meteorización y/o alteración que tenga.

- De acuerdo con lo recomendado por Pöyry, se deben realizar modelos que consideran la condición estructural de las laderas, pues es probable que muchas veces sean las estructuras las que definan la superficie de falla inicial de deslizamiento. Esto también es cierto, y hay muchas fallas aproximadamente N-S regionales, es decir cercanamente subparalelas al eje del valle del río Cauca, lo que favorece este mecanismo de falla y consecuentes deslizamientos. De hecho, varios de los grandes deslizamientos ocurridos en la zona del vaso de este embalse, fueron controlados o gatillados por movimientos a partir de alguna de estas macro-fallas.

A-6.2 Generación de olas en el embalse por deslizamientos

La generación de olas de impacto se produce cuando deslizamientos (grandes masas detríticas/rocosas) caen en un reservorio o lago con una alta velocidad. Estos fenómenos son conocidos en las lagunas de glaciares cuando un bloque de hielo cae en la laguna, así como en los ríos y reservorios que reciben la masa de un talud inestable. La activación de un talud o de una zona amplia inestable podría darse en situaciones con lluvias fuertes o con sismos importantes, con la consecuencia de producir una ola de impacto en el embalse.

Tales olas pueden ocasionar daños a lo largo de las orillas del embalse, pero también aguas abajo de la presa. Una ola pasando por encima de la cresta de la presa puede generar un tsunami en exceso de la crecida meteorológica del río – como muestra el caso de la presa de Vajont – y adicionalmente puede comprometer la estabilidad de la presa y con la consiguiente rotura de la presa liberar el agua del reservorio. En el caso de la presa Ituango este último efecto merece particular atención por las razones siguientes:

- Se trata de una presa de escollera, propensa de ser afectada por la erosión hidráulica
- Se trata de una presa muy alta
- La presa almacena un volumen muy grande de agua

En consideración del potencial impacto en el proyecto, este tema fue tratado en repetidas ocasiones. El documento más reciente que se ocupa de los deslizamientos en roca cerca del sitio de la presa (Integral, 2020b) realiza una evaluación que emplea una avanzada metodología empírica de VAW (Heller, 2009), pero se enfoca en volúmenes modestos como los que actualmente se desprenden de las laderas. Para la verificación de la seguridad de la presa, sin embargo, se debe analizar el peor caso razonable (*reasonable worst case*). Esto es posible si se toma en cuenta el hecho de que hasta ahora, en sus análisis de estabilidad, Integral sólo ha considerado superficies de deslizamientos someros, localizados en la base de depósitos de suelos residuales y saprolitos (IA, IC), sin incluir deslizamientos en la roca muy meteorizada, fracturada, y parcialmente blanda (IIA) que inmediatamente les subyace, y que podría fallar sin problema, sobre todo considerando que los deslizamientos antiguos han involucrado volúmenes importantes de rocas, y, además, los

parámetros de corte asignados por Integral a esta roca (IIA) son muy optimistas, y no resultan del todo confiables. Como resultado de una evaluación preliminar, la amortiguación de la ola permite concentrar el estudio en los 10 km del embalse más cercanos al sitio de la presa.

En este sector del embalse se destaca por su morfología el derrumbe de Caparrosa que se extiende por 1,5 km en la ladera derecha del Río San Andrés. Derrumbes de tales dimensiones conllevan una amenaza de una ola de impacto de amplitud potencialmente significativa para el proyecto.

A-6.2.1 Metodología de la cuantificación de amenaza de olas de impacto

En la estimación de la altura de una ola de impacto inciden:

- La presencia de una masa potencialmente inestable en la ladera del reservorio
- Las dimensiones de la masa potencialmente inestable
 - Ancho
 - Espesor
 - Volumen
- Densidad
- La velocidad del impacto
- Ángulo del impacto.

La determinación de estos datos suele involucrar un exploración geológica e hidrogeológica, junto con ensayos y monitoreo geotécnicos de los cuales no se dispone. No obstante, la tarea actual no exige el análisis y la estabilización de una ladera sino la definición razonable del límite extremo de la amenaza que se presenta para la presa. En este proceso, el primer paso consiste en realizar un estudio geomorfológico de las laderas del embalse, lo que se discutió anteriormente, y que sirve para estimar la geometría de las masas potencialmente inestables. Alternativamente, estudios del proyecto presentaron análisis de equilibrio estático (o pseudo-estático) por métodos de deslizamiento circular o de cuñas, en algunos casos también por elementos finitos. Sin embargo, estos métodos, por la incertidumbre relacionada con las condiciones del subsuelo, presentan serias limitaciones, además del punto ya mencionado acerca del nivel de roca muy meteorizada, fracturada y parcialmente blanda (IIA).

Para pronosticar el comportamiento dinámico de las masas de deslizamientos se utilizó un concepto básico del análisis dinámico de derrumbes que se atribuye a Heim (1932). El razonamiento de Heim era que la energía potencial inicialmente disponible alimenta la aceleración de la masa deslizable y el movimiento continúa hasta que la fricción (y el ascenso en la ladera opuesta) hayan consumido esta energía. En su estudio del derrumbe de Elm, Heim llegó a definir un rasgo característico que el bautizó “Fahrböschung”: la inclinación de una línea que conecta la corona del desprendimiento con la pata del material movido.

Como resultado de una evaluación de algunos derrumbes, Heim encontró una relación empírica entre Fahrböschung y volumen del derrumbe. Estudios posteriores, realizados por Scheidegger (1973) y por Corominas (1996), llegaron a confirmar la existencia de esta

relación empírica, conocida como la relación de Scheidegger. Scheidegger propone una regresión de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$f_c = 10^{C_1 + C_2 \log V}$$

con

V = volumen del deslizamiento [km^3],

$f_c = \tan \beta$ y

β = ángulo de inclinación de Fahrböschung.

Erismann y Abele (2001), aprovechándose de una base de datos sustancialmente más voluminosa y detallada, vuelven a confirmar el concepto de Heim y ofrecen una actualización de los coeficientes en la relación de Scheidegger. La base de datos les permite considerar el efecto de la litología y distinguir entre condiciones de propagación libre y confinada. La metodología para identificar deslizamientos probables se basa en la identificación de deslizamientos anteriores en el área de estudio para así definir las características principales de los deslizamientos potenciales.

En la zona del proyecto existen algunos pocos casos para los cuales, teniendo como base los planos topográficos e imágenes satelitales, se puede identificar la corona y la pata del deslizamiento y proyectar, por lo menos, parte de la base del derrumbe, lo que se hizo en algunos de los perfiles antes presentados (Figura 13-128). Hay otros lugares en los cuales la configuración cóncava de la superficie podría representar la base de un deslizamiento. Con esta información y tomando en cuenta las condiciones geológicas se debe trazar la geometría de deslizamientos probables en otros sitios, con la que se puede estimar el volumen del deslizamiento. Luego, con el volumen se obtiene el valor de Fahrböschung correspondiente. Finalmente, se debe tratar de adaptar la geometría de la masa movida de manera que cumpla con el Fahrböschung, manteniendo el volumen (con cierto hinchamiento) y semejanza a otros deslizamientos en la zona. Para estimar la energía consumida se debe determinar los centroides de la masa en posición inicial y final después del movimiento.

En la zona del embalse de Ituango se encontraron tres derrumbes para los cuales la morfología actual permite la identificación de la corona y de la pata. Con estos datos se calculó el coeficiente f_c de la trayectoria del respectivo derrumbe y se estimó el volumen de la masa movida. Debido a la falta de información, se debe considerar un margen de error importante, sobre todo para el volumen. Un cómputo del volumen más preciso necesitaría una exploración para desarrollar un plano topográfico de la base de la masa movida. En ausencia de esta información se realizaron diferentes cálculos para conseguir una estimación razonable de este valor. La Figura 13-130 muestra deslizamientos anteriores en la zona del proyecto correspondientes a Guásimo y Caparrosa. La Tabla 13-19 muestra las características de grandes deslizamientos existentes y potenciales en la zona del proyecto.

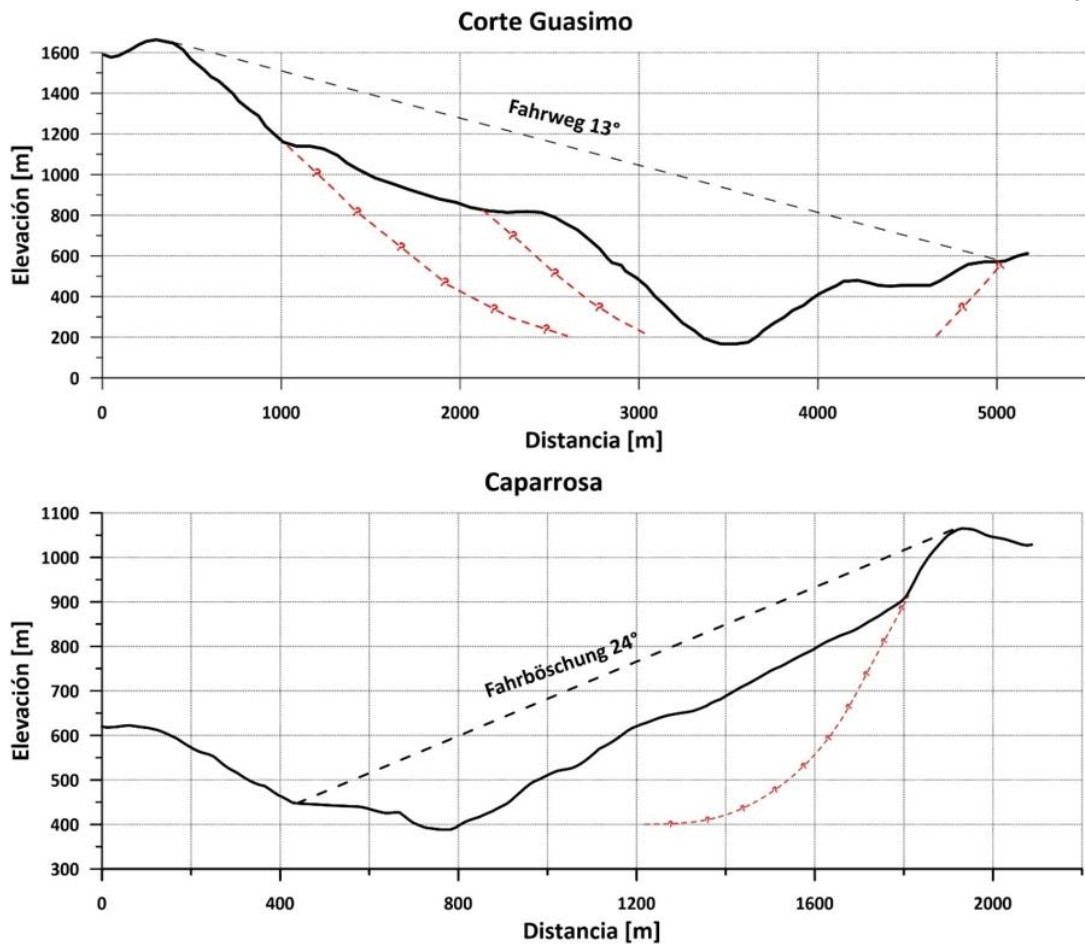


Figura 13-130: Cortes por los derrumbes de Guásimo y de Caparrosa, indicando la trayectoria de la masa movida

Tabla 13-19: Resumen de grandes deslizamientos existentes y potenciales en la zona de proyecto

| Derrumbe | Longitud | Ancho | | Área corte | Área superficie | | Espesor | | Volumen | | | | Espesor | |
|--------------------------|--------------|--------------|--------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------|-------------|
| | Revisión | Integral | Revisión | Revisión | Integral | Revisión | Integral | Revisión | Wood & Cly | Integral | Admitido | fc | | |
| | | 2007 | 2019 | | 2007 | | 2007 | | | 2007 | 2010 | | Erism | |
| | (m) | (m) | (m) | (m ²) | (m ²) | (m ²) | (m) | (m) | (hm ³) | (hm ³) | (hm ³) | (hm ³) | () | (°) |
| Capitan | | | | | | | 50 | | 1 | | 45 | | | |
| Romerito | | | | | | | | | | | 0,17 | | | |
| Tenche 1 | 2.250 | | 1.500 | 345.240 | | 2.500.000 | | 100 | 1 | | | 80 | 0,33 | 18,2 |
| Alto del Chiri | 2.000 | | 1.400 | 190.017 | | | | 150 | | | | | | |
| Paraíso | 1.500 | | 1.500 | 201.356 | | 4.890.000 | | 150 | | | | 100 | 0,32 | 17,7 |
| Caparrosa | 1.000 | | 1.800 | 169.295 | | 11.570.000 | | 250 | 100 | | 1,50 | 100 | 0,29 | 16,3 |
| Vamonos | | | | | | | | | 0,50 | | | 2 | | |
| Burunda | | | | | | | | | | | | | | |
| Palmar | 1.700 | | 1.000 | | | 1.100.000 | | 50 | | | | 10 | 0,43 | 23,1 |
| Villa Luz | | | | | | | | | | | | 0,40 | | |
| Playa Negra M. I. | 1.500 | 1.000 | 1.400 | 159.130 | 114.315 | 4.425.000 | | 250 | | 114 | | 100 | 0,32 | 17,7 |
| Playa Negra M. D. | 1.400 | | 1.300 | 300.154 | | 3.650.000 | | 300 | 100 | | | 30 | 0,37 | 20,5 |
| Guasimo | 4.000 | 4.800 | 2.500 | 1.074.344 | | 6.400.000 | | 500 | >1.000 | | >1.000 | >1.000 | 0,24 | 13,4 |
| Llano | | | | | | | | | 100 | | | | | |
| Palmar S12 | 750 | | 840 | 51.460 | | | | 100 | | | | 13 | 0,41 | 22,3 |
| Chiri S13 | 1.000 | | 760 | 76.933 | | | | 120 | | | | 20 | 0,39 | 21,3 |
| P. Pesc. Tapon. | 560 | | 750 | | | 900.000 | | 100 | | | | 15 | 0,34 | 18,7 |

La Figura 13-131, Figura 13-132 y Figura 13-133 muestra la trayectoria de los deslizamientos potenciales del sector Paraíso, Puente Pescadero (Playa negra MI), Palmar S12 y Chiri S13.

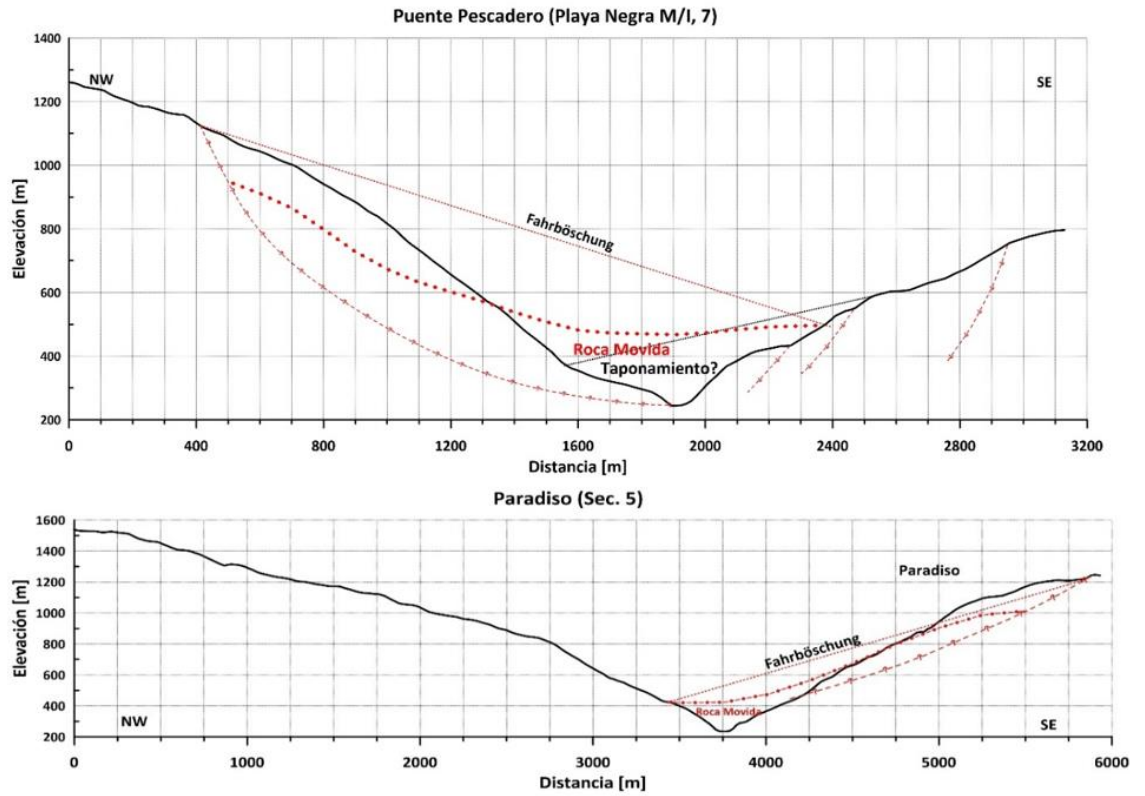


Figura 13-131: Cortes de los derrumbes potenciales Puente Pescadero y Paradise con la trayectoria correspondiente al volumen y la configuración de la masa movida

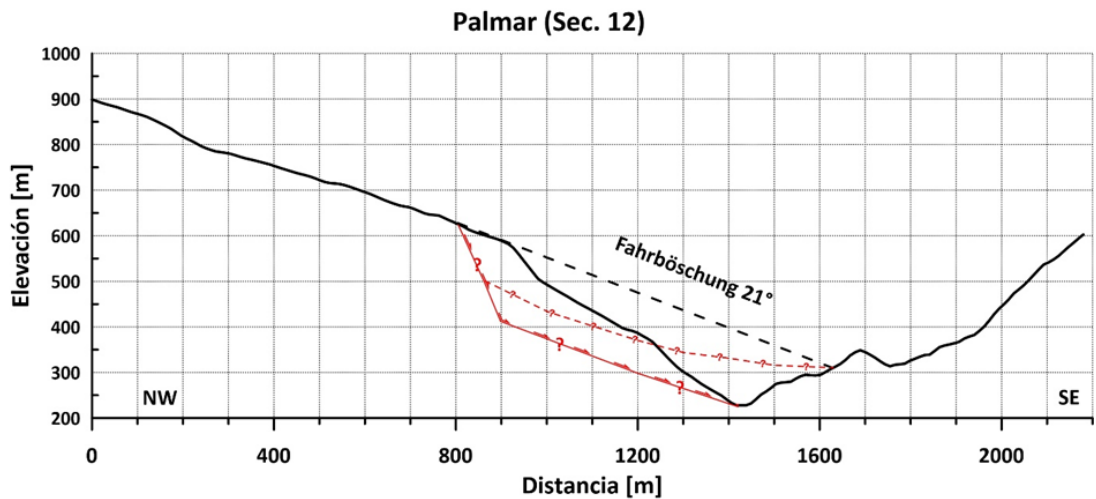


Figura 13-132: Sección Palmar con deslizamiento hipotético

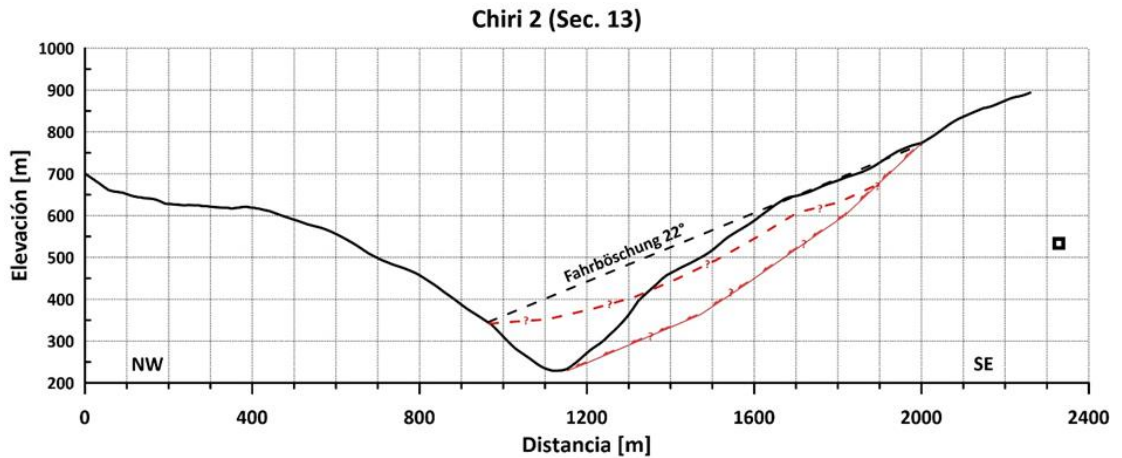


Figura 13-133: Sección Alto del Chiri con deslizamiento hipotético

Una vez estimada la trayectoria del deslizamiento es posible estimar la velocidad máxima de impacto. La diferencia entre la cota del centroide de la masa del derrumbe en posición original y después del deslizamiento da el límite superior para la velocidad del movimiento:

$$v_{max} = \sqrt{2g(\Delta H_b)}$$

con

ΔH_b = altura que bajó del centroide y

g = aceleración por gravedad

La velocidad v_{max} se alcanza solamente en caída libre sin ninguna resistencia. En la realidad, una parte importante de la energía potencial es consumida por la fricción en el plano de rotura basal y por la deformación interna de la masa. La ecuación para la velocidad entonces se modifica:

$$v_{max} = \sqrt{2g(\Delta H_b(1 - \tan\phi \cot\alpha))}$$

con

ϕ = ángulo de fricción y

α = ángulo de inclinación de la base del movimiento

La Tabla 13-20 muestra los parámetros utilizados para calcular la velocidad de impacto de los deslizamientos junto con su valor.

Tabla 13-20: Velocidad máxima de impacto de los deslizamientos

| Sitio | α (°) | ϕ (°) | ΔZ_{sc} (m) | V_s (m/s) |
|-----------------------------------|--------------|------------|---------------------|-------------|
| Paraíso | 28 | 20 | 310 | 43,8 |
| Puente Pescadero (Playa Negra MI) | 23 | 20 | 225 | 25,1 |

| Sitio | α (°) | ϕ (°) | ΔZ_{sc} (m) | V_s (m/s) |
|------------|--------------|------------|---------------------|-------------|
| Chiri S13 | 33 | 20 | 130 | 32,2 |
| Palmar S12 | 26 | 20 | 100 | 22,3 |

A-6.2.2 Análisis preliminar

Para definir que deslizamientos utilizar en la modelación hidrodinámica 2D se utilizó una metodología más sencilla para estimar de manera preliminar las características de la ola generada por los deslizamientos. El objetivo es identificar que deslizamiento generaría la ola más grande entre los deslizamientos potenciales grandes; Paraíso (100 hm³) y Puente Pescadero (100 hm³), y los deslizamientos potenciales moderados; Palmar S12 (13 hm³) y Chiri S13 (20 hm³).

La metodología empleada corresponde a la propuesta por la Oficina Federal de Energía FOE – Suiza, Sección Seguridad de Presas en el capítulo 3 de la guía “Landslide generated impulse waves in reservoirs - Basics and computation – 2nd Edition 2019” (SFOE, 2019). El procedimiento busca determinar los efectos de las olas en la presa, como consecuencia del impacto de un deslizamiento. Este método es válido para el análisis de la caída de cuerpos que se encuentran en un nivel por encima de la superficie de agua.

En el presente estudio de generación y propagación de ondas se empleó un modelo compuesto, es decir, en las cercanías de la zona de impacto se utilizó un modelo 3D de propagación y luego, en la zona donde no se cumplen los supuestos del modelo 3D se utilizó un modelo 2D de decaimiento de la onda. El modelo 3D considera un embalse de forma rectangular no prismático bajo la consideración de que el ancho de impacto de la avalancha será menor que el ancho del embalse y que las ondas se propagarán radialmente y de forma completamente libres de la zona de impacto, ver Figura 13-134 y Figura 13-135, esto último solo se cumple en las proximidades de la zona de impacto del deslizamiento (desde punto A a C) debido a la forma alargada que tiene el vaso del embalse Ituango. Luego, desde donde se dejan de cumplir los supuestos del modelo 3D hasta llegar a la presa se utiliza un modelo 2D de decaimiento (desde punto C a D), como lo recomienda la guía. Este modelo asume que las ondas se mueven en dirección paralela a los bordes del embalse, lo que es bastante conservador.

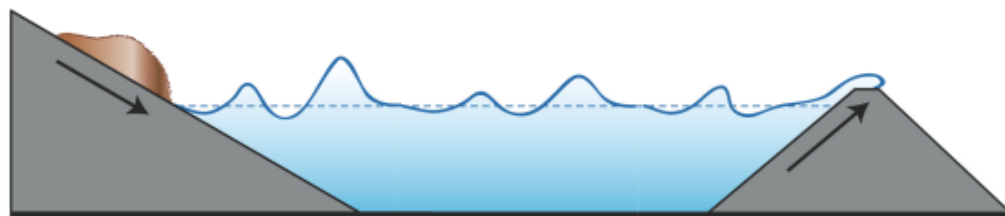


Figura 13-134: Modelo idealizado de generación y propagación de la onda

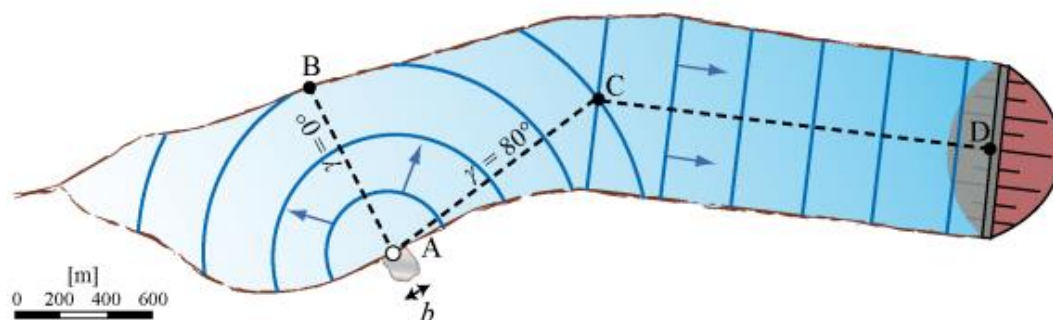


Figura 13-135: Modelo compuesto de propagación de la onda

La Tabla 13-21 muestra los parámetros empleados para el cálculo de la generación de la onda y la Tabla 13-22 muestra los parámetros de propagación de la onda de los cuatro deslizamientos analizados.

Tabla 13-21: Parámetros generación de la onda

| Sitio | Volumen (Hm ³) | Espesor (m) | Ancho (m) | Densidad (kg/m ³) | Porosidad (%) | Angulo de impacto (°) | Profundidad del agua en la zona de impacto (m) |
|-----------------------------------|----------------------------|-------------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------|--|
| Paraíso | 100 | 150 | 1.500 | 2.550 | 40 | 28 | 180 |
| Puente Pescadero (Playa Negra MI) | 100 | 250 | 1.400 | 2.550 | 40 | 23 | 170 |
| Chiri S13 | 20 | 120 | 760 | 2.550 | 40 | 33 | 190 |
| Palmar S12 | 13 | 100 | 840 | 2.550 | 40 | 26 | 190 |

Tabla 13-22: Parámetros de propagación de la onda

| Sitio | Propagación 3D | | Propagación 2D |
|-----------------------------------|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| | Distancia radial (m) | Angulo de propagación (°) | Distancia a la presa (m) |
| Paraíso | 2.100 | 20 | 3.100 |
| Puente Pescadero (Playa Negra MI) | 1.200 | -45 | 6.400 |
| Chiri S13 | 700 | 60 | 2.700 |
| Palmar S12 | 700 | -60 | 2.250 |

Para el modelamiento se consideró que el embalse se encuentra en su nivel máximo de operación (420 msnm), ya que es la situación más probable, y que tiene por tanto un borde

libre de 15 m. La Tabla 13-23 muestra las alturas de la ola por sobre el nivel del embalse al llegar a la presa y la altura run-up en la presa, que es la altura que alcanzaría la ola al subir por el talud de la presa, para los cuatro deslizamientos estudiados. En los cuatro casos se generaría vertimiento sobre la presa. De los deslizamientos grandes, el del sitio Paraíso es el que produciría una ola más alta, por lo que fue elegido para modelar numéricamente. De los deslizamientos moderados, Chiri S13 y Palmar S12, ambos presentan alturas de olas bastante similares, sin embargo, Chiri S13 es el que generaría una ola más alta, por tanto, se escogió como el otro caso a modelar numéricamente.

Tabla 13-23: Resumen de los cálculos altura de la ola al llegar a la presa y altura run-up en la presa

| Sitio | Altura de la ola al llegar a la presa (m) | Altura de la ola por sobre la cresta de la presa (m) | Elevación de la ola al llegar a la presa (msnm) | Elevación de la ola por sobre la cresta de la presa (msnm) |
|-----------------------------------|---|--|---|--|
| Paraíso | 29,1 | 78,9 | 449,1 | 498,9 |
| Puente Pescadero (Playa Negra MI) | 18,3 | 48,4 | 438,3 | 468,4 |
| Chiri S13 | 9,1 | 23,6 | 429,1 | 443,6 |
| Palmar S12 | 7,1 | 18,5 | 427,1 | 438,5 |

A-6.2.3 Modelo Hidrodinámico

El impacto de deslizamientos potenciales en el reservorio definidos en el capítulo anterior fue analizado utilizando un modelo hidrodinámico de dos dimensiones. Este modelo permite obtener resultados más precisos que con la metodología empleada en el subcapítulo anterior, la cual entrega resultados que están más bien por el lado seguro. La modelación permitió calcular la propagación dentro del reservorio de las olas inducidas por el impacto, la altura de la ola en las estructuras de la presa y el caudal del flujo de vertimiento sobre la presa.

La Figura 13-136 muestra la ubicación de los tres deslizamientos que fueron modelados.

La evaluación del impacto de los deslizamientos potenciales en el reservorio se hizo utilizando un modelo hidrodinámico en dos dimensiones llamado HYDRO_AS-2D (Hydrotec, Alemania⁷). Este modelo se basa en la solución numérica de las ecuaciones de aguas someras (promediadas en la profundidad) para flujo libre superficial⁸ usando una discretización de volúmenes finitos. Las ecuaciones de aguas someras son derivadas de la integración sobre la vertical (promediadas sobre la profundidad) de la ecuación de continuidad en tres dimensiones y de la ecuación de Navier-Stokes promediada por

⁷ HYDRO_AS-2D es distribuido y vendido por Hydrotec de Alemania. Información adicional se puede encontrar en <https://www.hydrotec.de/software/hydro-as-2d/>

⁸ No es necesario que el usuario defina las condiciones de borde para modelar la superficie de agua.

Reynolds para fluidos incompresibles (ecuaciones diferenciales parciales) bajo el supuesto de distribución hidrostática de presiones.

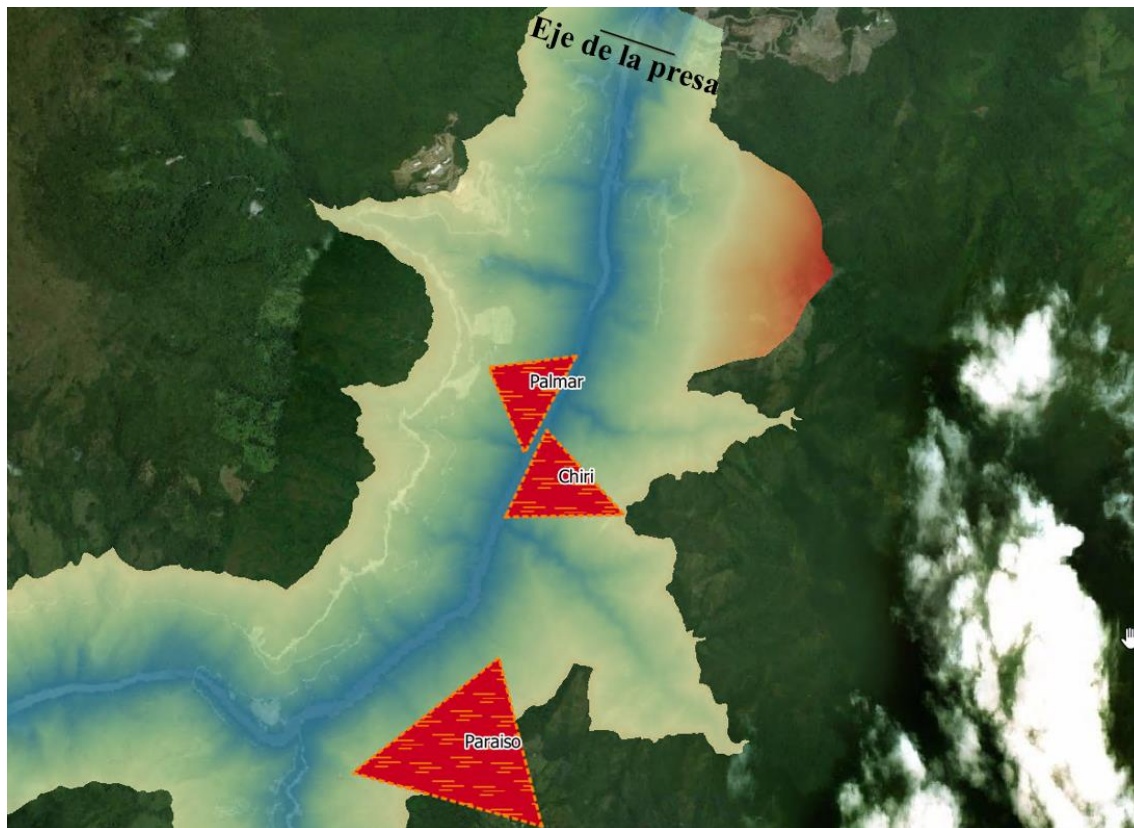


Figura 13-136: Vista general de la ubicación de los deslizamientos potenciales

El análisis se hizo usando como base la siguiente información geométrica:

- Topografía del reservorio: modelo digital del terreno (MDT) con una resolución de 2 m
- Estructuras (presa, estribos, vertedero incluyendo entrada y compuertas, camino de acceso): Dibujos 3D y dibujos convencionales desde 2012 a 2018

Para revisar la plausibilidad se usaron fotos recientes tomadas durante una visita del sitio en junio de 2019.

La información de los deslizamientos se basa en el análisis hecho por Dr. Riemer al principio de este subcapítulo. Desde allí se extrajeron los parámetros clave de los deslizamientos potenciales que fueron utilizados en la modelación (Tabla 13-24).

Tabla 13-24: Parámetros clave de los deslizamientos potenciales

| Deslizamiento potencial | Paraíso | Chiri | Palmar |
|---|-------------|------------|------------|
| Volumen [m ³] | 100.000.000 | 20.000.000 | 13.000.000 |
| Volumen que alcanza el reservorio [m ³] | 40% | 90% | 100% |
| Velocidad de impacto [m/s] | 43,8 | 32,0 | 22,0 |
| Ancho del deslizamiento [m] | 1.500 | 760 | 840 |
| Espesor del deslizamiento [m] | 150 | 120 | 100 |
| Densidad [kg/m ³] | 2550 | 2550 | 2550 |

Los siguientes parámetros hidrológicos fueron usados en la modelación:

- Nivel de agua en el reservorio para el nivel máximo de operación = 420 msnm
- Caudal para una crecida con periodo de retorno de 5 años como flujo afluente al reservorio = 3.270 m³/s

El programa HYDRO_AS-2D permite el uso de una malla computacional no estructurada, la cual puede contener elementos triangulares o rectangulares simultáneamente. Esto permite la generación de mallas computacionales muy flexibles y eficientes. En este estudio el modelo tiene un dominio de una longitud de aproximadamente 73 km en la dirección longitudinal principal y también contiene numerosos valles laterales. En general, las laderas del valle son representadas hasta la elevación 700-800 msnm, siendo incluso más alta en algunas áreas, para asegurar que ninguna ola que ascienda por las laderas alcance los límites del modelo. Por tanto, el dominio espacial del modelo cubre completamente el reservorio Ituango (185 km² aprox.) y cualquier influencia de los bordes puede ser descartada con seguridad (e.g. reflexiones de onda no realistas).

El número total de elementos y nodos de la malla es aproximadamente 247.000 y 129.000, respectivamente. La resolución de la malla en las cercanías del sitio de la presa y otras estructuras de la central es mayor, con un rango de 1 m² a 150 m² y se vuelve más gruesa a medida que se asciende aguas arriba en el reservorio o por los valles laterales con un rango de 100 m² a 4500 m². Una vista general del dominio espacial del modelo se muestra en la Figura 13-137 y el detalle de la malla computacional utilizada en el sector de la presa se muestra en la Figura 13-138.

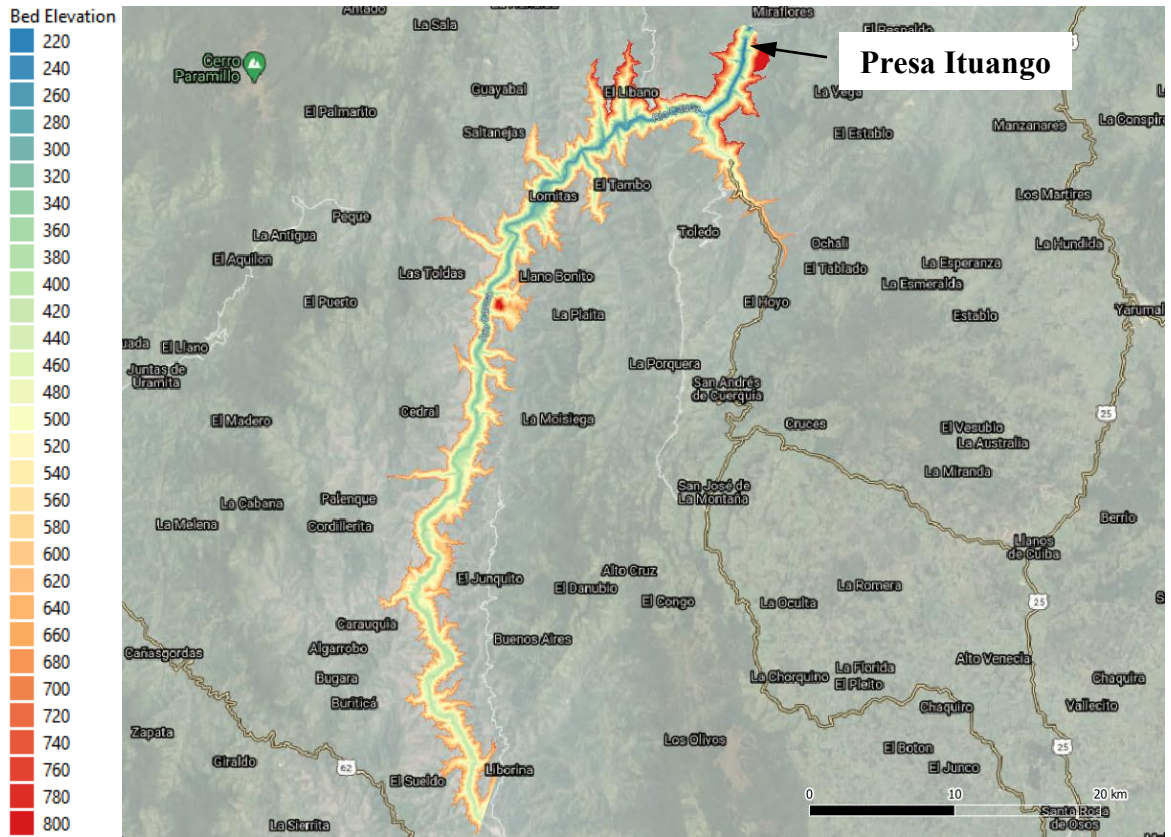


Figura 13-137: Vista general del dominio espacial

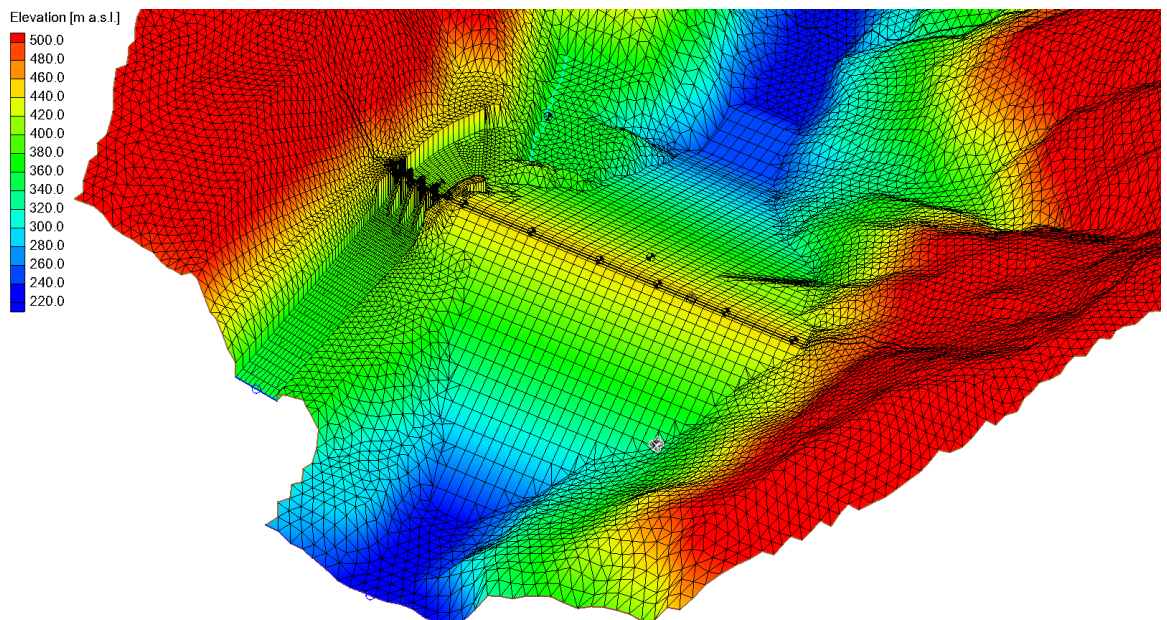


Figura 13-138: Malla computacional en el sitio de la presa

La modelación hidrodinámica mostró que habría desbordamiento importante de la presa en los tres escenarios de deslizamiento analizados. El deslizamiento Paraíso, como era de esperar, generaría ola más alta sobre la presa (446,9 msnm) y el mayor flujo de desbordamiento (16.100 m³/s). La Figura 13-139 muestra el caudal de desbordamiento sobre la presa y vertedero de los tres escenarios de deslizamiento. Una tabla resumen de los principales resultados se muestra en la Tabla 13-25. Un poco sorprendente es el hecho de que el deslizamiento de Palmar que el más pequeño en términos de volumen y velocidad de impacto es más crítico que el deslizamiento Chiri que es más grande y tiene un impulso de impacto dos veces mayor. La explicación es que Palmar está ubicado aproximadamente un 20% más cerca de la presa y que está ubicado en el lado opuesto del valle, lo que podría implicar una menor cantidad de energía perdida durante la propagación de la ola inducida por el impacto del deslizamiento.

Caudal de desbordamiento en la presa y vertedero

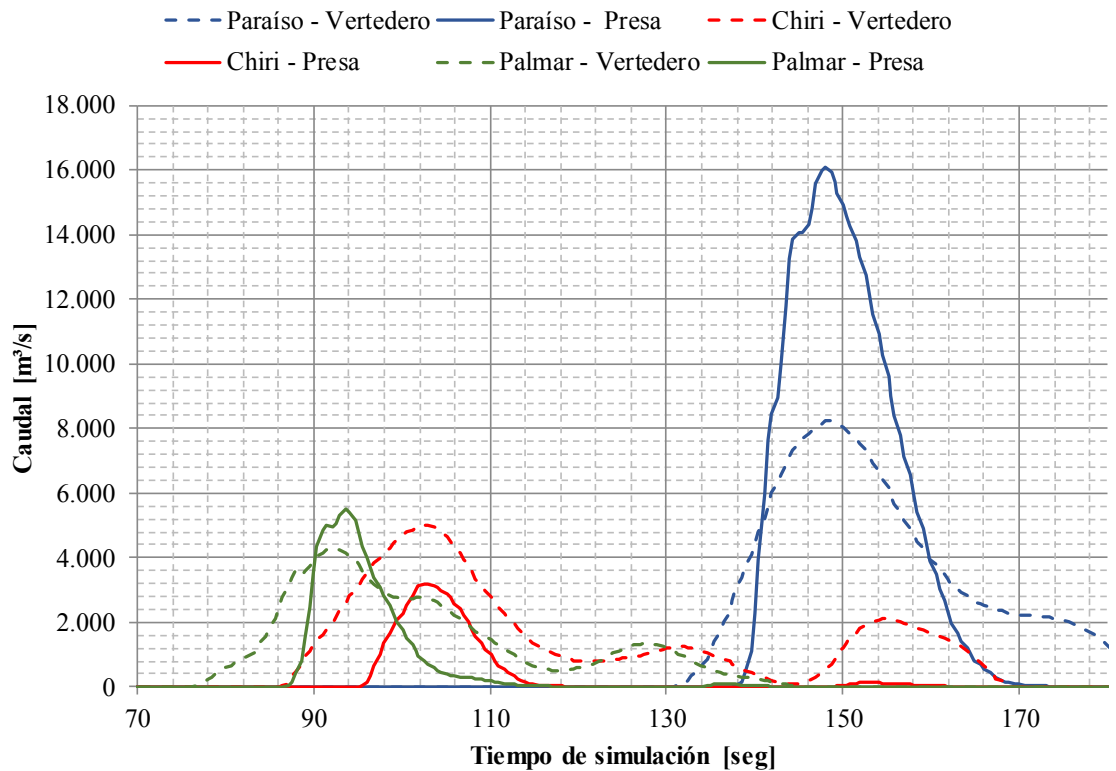


Figura 13-139: Caudal de desbordamiento en la presa y vertedero para los tres escenarios

Tabla 13-25: Resumen de los resultados principales de la modelación hidrodinámica

| Periodo de recurrencia [años] | Deslizamiento | Amplitud del desbordamiento [m] | | | | Nivel máximo del agua durante el desbordamiento [msnm] ³ | | | | Caudal máximo durante el desbordamiento [m ³ /s] | |
|----------------------------------|----------------------|------------------------------------|-------------------|------------------|-------------------|--|-------------------|------------------|-------------------|--|-----------|
| | | Presa | | Vertedero | | Presa | | Vertedero | | Presa | Vertedero |
| | | max ¹ | prom ² | max ¹ | prom ² | max ¹ | prom ² | max ¹ | prom ² | | |
| >5.000 | Paraiso ⁴ | 8,8 | 5,6 | 24,4 | 21,1 | 443,8 | 440,6 | 446,9 | 443,6 | 16.100 | 8.200 |
| <100 | Chiri ⁵ | 4,8 | 2,1 | 21,9 | 16,5 | 439,8 | 437,1 | 444,4 | 439,0 | 3.200 | 5.000 |
| <100 | Palmar ⁵ | 5,7 | 3,0 | 21,5 | 18,1 | 440,7 | 438,0 | 444,0 | 440,6 | 5.500 | 4.300 |

¹ max... significa máximo total

² prom... significa promedio lateral

³ Nivel de la cresta = 435 msnm

⁴ Tiempo de reacción largo - indicaciones claras en el sitio mucho antes del evento

⁵ Tiempo de reacción corto - indicaciones no claras en el sitio poco antes del evento

A-6.3 Taponamientos

A-6.3.1 Alcance de la amenaza

La rotura de presas-derrumbes constituye una causa notoria de inundaciones y crecidas excepcionales, particularmente dañinas si adquieren forma de un flujo detrítico o aluvión. Se puede mencionar algunos casos típicos:

- La Josefina en el Rio Paute, Ecuador (1993, Figura 13-140). Gracias a la excavación expeditiva de un canal en la masa del derrumbe se logró limitar el caudal de drenaje en aproximadamente 11.000 m³/s, pero todavía notablemente mayor del caudal de diseño del vertedero de la presa Amaluzza, aguas abajo del derrumbe.



Figura 13-140: Erosión del taponamiento La Josefina

- Lichar Gah Taponamiento en el Indus en Pakistán (1840, Figura 13-141). La rotura libero una crecida devastadora. El descenso repentino del lago formado por el derrumbe provocó otro voluminoso deslizamiento.



Figura 13-141: Residuo del taponamiento Lichar Gah en el Indus

- Caracoles, Argentina (2005, Figura 13-142). La rotura de un taponamiento en la cuenca alta del Río San Juan liberó una crecida excepcional que pasó por la ataguía e inundó la obra de la presa.



Figura 13-142: Ataguía dañada y obra inundada de la presa Caracoles

- Condor Sencca taponamiento en el Río Mantaro, Peru (1945). La rotura de la presa-derrumbe liberó una crecida de 35.000 m³/s, el múltiple de la crecida máxima hidrológica.

En la mayoría de los casos el rebosamiento y la erosión causan la destrucción de las presas-derrumbes. Otras causas de rotura se relacionan con erosión interna y cizallamiento. Algunas de las presas-derrumbe se convirtieron en elementos permanentes.

A-6.3.2 Evidencia de taponamientos en la zona del proyecto

Woodward-Clyde detectó en la cuenca de Santa Fe de Antioquia sedimentos lacustres que manifiestan 5 fases de taponamiento del valle del Río Cauca (Tabla 13-26).

Tabla 13-26: Formaciones lacustres en la Cuenca de Santa Fe (Woodward-Clyde Consultants, 1981)

| Nombre | Edad [Años] | Composición | Altura hipotética en Guásimo [m] |
|-------------|-------------|---|----------------------------------|
| Olaya | 800 | Limo estratificado | 95 |
| San Nicolás | 1200 | Limo estratificado con pocas intercalaciones de grava | 110 |
| Batea | 1700 | Limo estratificado con lentes de grava | 100? |
| Obregón | 3100 | Limo estratificado | 135 |
| Aguada | 9000 | Limo estratificado | 270 |

Woodward-Clyde (1981) trazó residuos de un flujo de lodo, desprendida por la erosión del taponamiento Aguada, por 8 km aguas abajo de Guasimo y con el tope entre 240 y 120 m por encima del fondo actual del valle.

El evento de Aguada con una probabilidad de recurrencia de aproximadamente 10^{-4} prácticamente constituye el “peor caso razonable” a tomar en consideración en la evaluación de seguridad del proyecto.

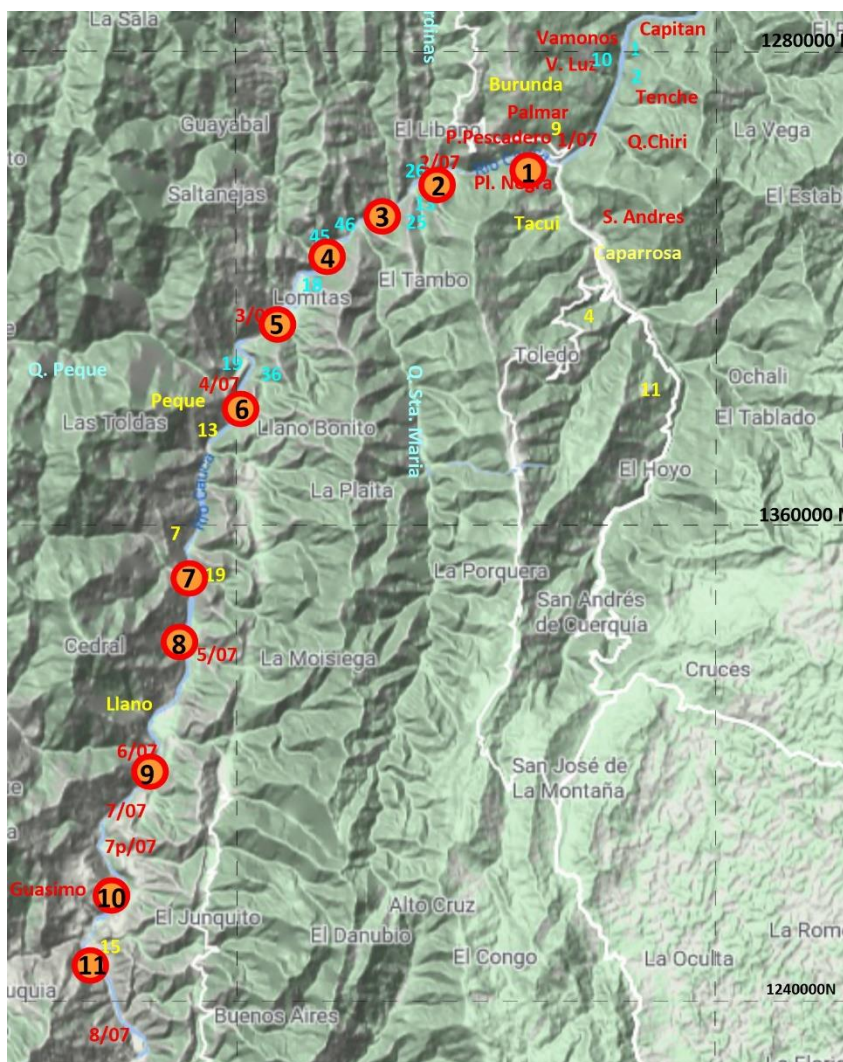


Figura 13-143: Indicios morfológicos de taponamientos (círculos rojos) en el valle del Río Cauca

Teniendo como base las imágenes satelitales, planos topográficos y reconocimiento aéreo, se trató entonces de actualizar los estudios realizados por Woodward Clyde (1981). Se llegó a identificar 11 sitios de probables taponamientos del Río Cauca a lo largo del embalse de Ituango (Figura 13-144). A estos se debe agregar por lo menos un taponamiento en el Río San Andrés.

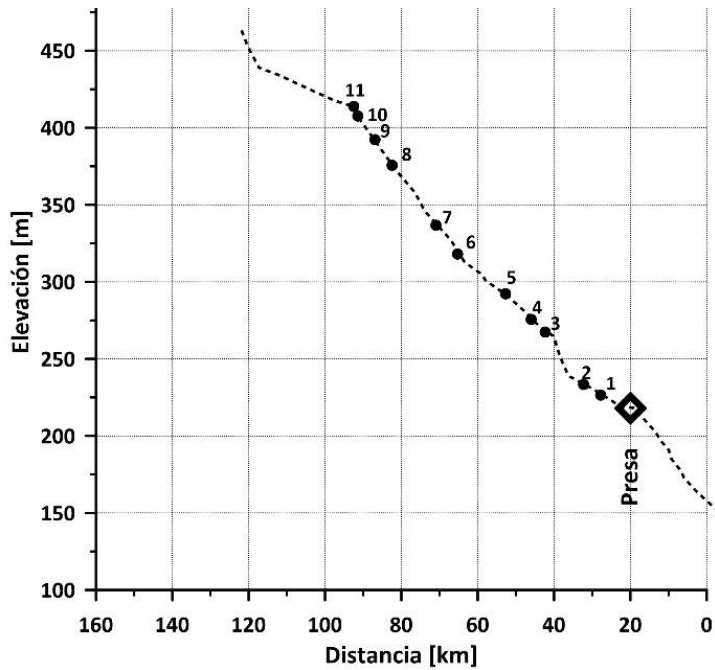


Figura 13-144: Perfil del lecho del Río Cauca en el fondo del reservorio Ituango

En la Figura 13-144 se notan dos quiebres en el gradiente del lecho del río que aparentemente coinciden con dos sitios de taponamientos tentativamente identificados en el mapa topográfico y en las imágenes satelitales (taponamiento 3 y 10-11, i. e. Guásimo).

El evento morfológicamente más bien marcado es el número 10, relacionado con el deslizamiento de Guásimo (ver Figura 13-145 y Figura 13-146).

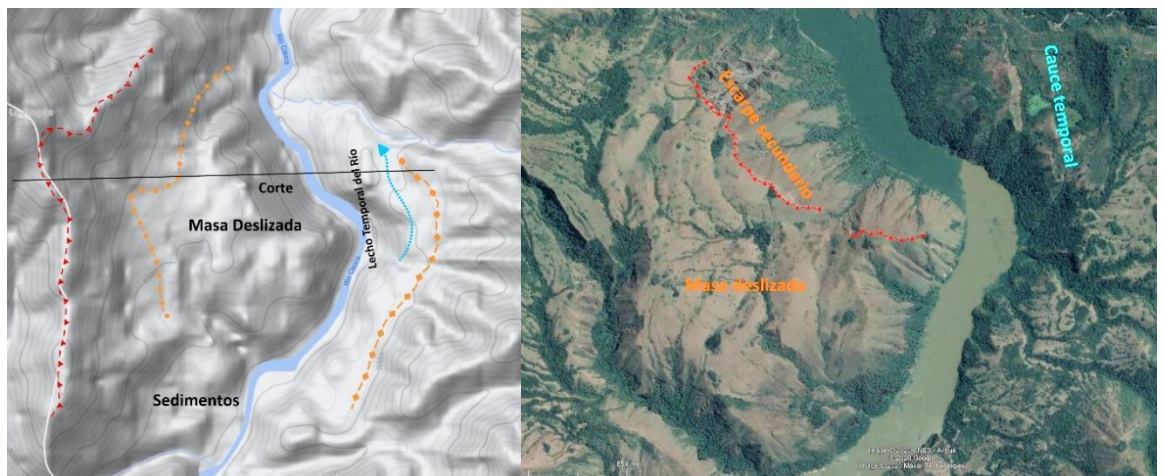


Figura 13-145: Deslizamiento Guasimo, plano topográfico, imagen Google

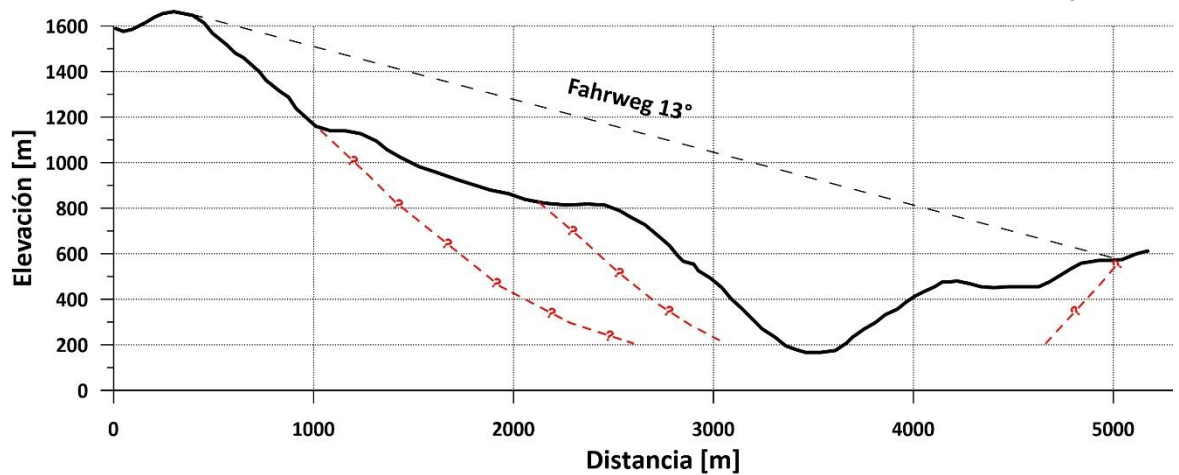


Figura 13-146: Derrumbe Guasimo, perfil con indicación de Fahrböschung

El volumen de la masa deslizada es del orden de 1 km³. Parece que esta masa embutió el fondo del valle y desplazó el curso del río notoriamente hacia la derecha. El fondo del lecho temporal del río se encuentra aproximadamente en la cota 600 m, o bien unos 250 m por encima del lecho actual. Estos valores concuerdan razonablemente con la profundidad del lago temporal de 270 m, estimado por Woodward Clyde (1981). Este resultado confirma el evento de Guásimo como el peor accidente de taponamiento en la zona del proyecto y que debe ser considerado en la determinación del riesgo para la Presa Ituango.

En la actualidad, la masa deslizada con el descenso de unos 400 m ya no contiene la energía potencial que la hizo deslizar en su largo recorrido. Juzgando de la situación presentada en el perfil Figura 13-146, una tajada frontal de la masa movida será capaz de formar un taponamiento hasta la cota 500 m, como máximo.

A-6.3.3 Cuantificación de la amenaza de taponamiento

Aplicando el concepto de Fahrböschung, los deslizamientos en los sitios Paradiso y Playa Negra/Puente Pescado serán capaces de llenar el cauce del río hasta las cotas 417 y 465 m, respectivamente. Con este resultado, un deslizamiento en el sitio Playa Negra/Puente pescado no solo constituye una amenaza de una ola de impacto sino también de una crecida como consecuencia de la rotura de una presa derrumbe. Pero en el sitio de Guásimo la configuración morfológica comprueba un evento que debe haber resultado en un taponamiento con la cresta inicial en la cota 575 m. En este lugar persiste la posibilidad de futuros derrumbes, pero ya no pueden llegar, en ningún caso, a la misma magnitud.

El derrumbe de Guásimo se ubica en una formación de rocas volcánicas y se desprendió aproximadamente en la cota 1400 m. La formación volcánica sigue hacia aguas abajo a lo largo de la ladera izquierda del valle del Río Cauca hasta la Quebrada Peque a una distancia de 26 km de la presa. En este tramo del valle, los cerros en la ladera izquierda se levantan a cotas por encima de 2000 m. Las condiciones geológicas y morfológicas en este tramo del valle de unos 25 km de longitud se combinan para conformar una amenaza de eventos de parecida magnitud al derrumbe y taponamiento de Guásimo.

La amenaza principal, vinculada con la formación de un taponamiento, consiste en la crecida resultado de la erosión de la presa derrumbe. El pronóstico de la erosión de una presa derrumbe involucra varios parámetros, como por ejemplo la geometría del tapón, el ancho y la pendiente de sus espaldas, la composición en roca coherente o en material triturado y aun molido por la deformación. Un método empírico ofrece una manera de enfrentar estas incertidumbres. El USGS (Costa, 1985) hizo un inventario relacionando la altura de la presa derrumbe y el volumen del embalse con el caudal pico de la crecida liberada con la rotura.

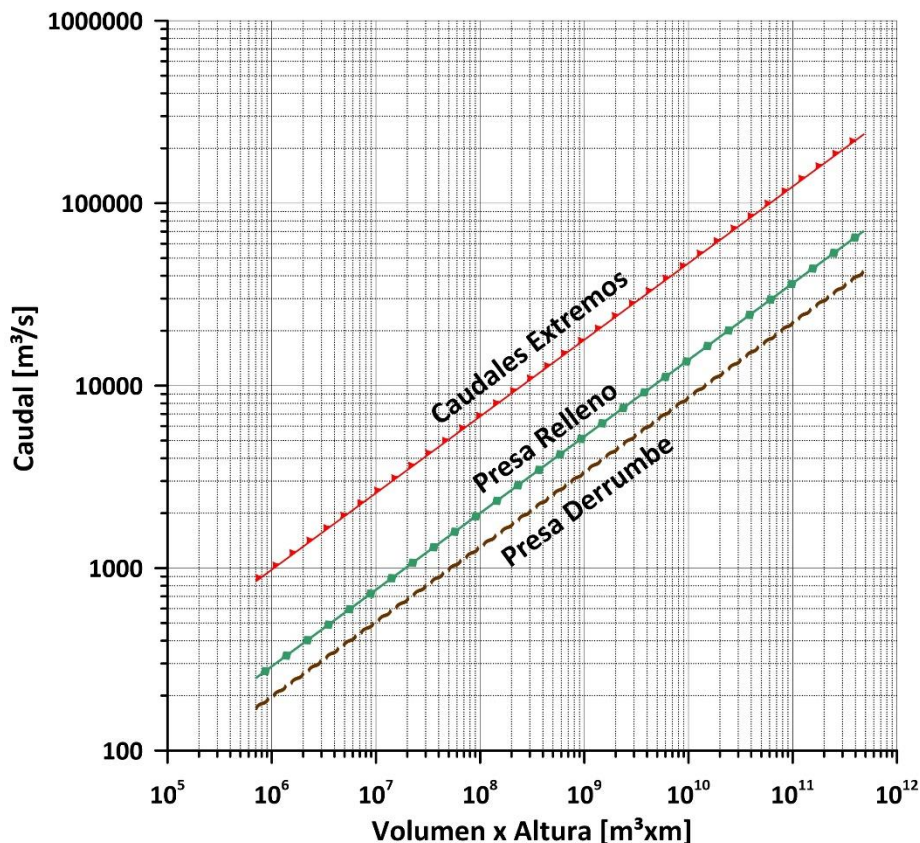


Figura 13-147: Caudal máximo liberado por la rotura de una presa. Relación empírica (Costa, 1985).

El gráfico de la Figura 13-147 puede ayudar en la cuantificación del caudal liberado con la rotura de una presa derrumbe.

A-6.4 Análisis y evaluación

Aunque existen varios documentos que describen algunas zonas inestables en el embalse no existe un documento integral que trate el tema de los posibles deslizamientos en la zona de embalse y sus consecuencias en una forma detallada y con estableciendo un plan de gestión de este riesgo. Además, la geomorfología del valle ya muestra que pasaron estos eventos involucrando volúmenes con más de 100 hm³.

Con la escasa información disponible se identificaron cuatro deslizamientos potenciales dentro de los primeros 10 km aguas arriba de la presa con la capacidad de generar olas que podrían desbordar la presa. Se identificaron dos deslizamientos potenciales grandes; Paraíso (100 hm³) y Puente Pescadero (100 hm³), los que no presentan indicios de actividad y dos deslizamientos potenciales moderados; Palmar S12 (13 hm³) y Chiri S13 (20 hm³). Cabe señalar que estos no son los únicos sectores con peligro de deslizamiento que habría en las cercanías del reservorio, así es, con un análisis más detallado se podrían encontrar otros.

De manera preliminar se evaluó la magnitud de la ola que generarían estos deslizamientos utilizando un modelo simplificado que entrega resultados más bien conservadores, se encontró que en los cuatros escenarios de deslizamiento habría un desbordamiento importante por sobre la presa. El deslizamiento Paraíso provocaría la ola más alta, seguido por el deslizamiento en Puente Pescadero y luego con alturas de olas bastante similares los deslizamientos Palmar y Chiri. Para confirmar los resultados obtenidos anteriormente se utilizó un modelo hidrodinámico en dos dimensiones que es más preciso que el modelo simplificado usado de manera preliminar, para modelar la ola generada por el impacto de los deslizamientos Paraíso, Chiri y Palmar. Nuevamente se encontró que los tres escenarios de deslizamiento generarían un desbordamiento importante por sobre la presa, alcanzándose alturas máximas de la ola sobre la presa de entre 444 y 447 msnm y caudales máximos de desbordamiento de entre 3.200 y 16.100 m³/s, siendo el deslizamiento Paraíso el que provocaría las mayores alturas de ola y caudal máximo de desbordamiento. Sin embargo, un deslizamiento de tal magnitud tiene un periodo de retorno alto (> 5.000 años) y presentaría señales claras con bastante anticipación de que está a punto de generarse un deslizamiento, lo que permitiría tomar las medidas de mitigación necesarias. Por tanto, no presenta un riesgo muy alto. Por el contrario, deslizamientos potenciales similares a los de Chiri y Palmar tienen un periodo de retorno mucho menor (< 100 años aprox.) y no presentarían señales claras que anticipen que un deslizamiento está por ocurrir, por lo que este tipo de deslizamientos representan un riesgo elevado.

En base a lo anterior, se concluye que existen un peligro inminente con respecto a una ola de impacto y es necesario realizar un mapeo de las zonas con peligro de deslizamiento en la zona del embalse con información más detallada que la que hay disponible actualmente, por lo tanto, es necesario realizar una nueva campaña de investigaciones y mapeos geológicos. El objetivo del mapeo es generar un plan de acción para reducir el peligro por deslizamientos con las siguientes medidas:

- Medidas geotécnicas para estabilizar taludes
- Monitoreo detallado para detectar tempranamente posibles deslizamientos
- Reforzamiento de la cresta de la presa, aceptando un desbordamiento mínimo

Si bien es cierto que no se puede excluir que un deslizamiento podría ocurrir es sumamente importante de tener un plan de gestión de este riesgo, el cual comienza con un mapeo geológico detallado e investigaciones adicionales, y llega a las conclusiones que afectan el manual de operación, así como el monitoreo continuo de los taludes identificados.

A-7 CAPACIDAD DE DESCARGA

En este capítulo se realiza un análisis de la capacidad de descarga actual y de la posible inclusión de capacidad de descarga adicional que permita bajar el nivel del embalse en caso de que sea necesario hacer reparaciones o inspecciones durante la fase de construcción y que aumente la capacidad de descarga durante la fase de operación (se suma al caudal que puede pasar por la conducción de las unidades de generación). El diseño original solo consideraba 2 túneles de desvío para la fase de construcción con una capacidad total de 4.700 m³/s y una descarga intermedia con una capacidad de 450 m³/s para entregar el caudal ecológico durante la fase de llenado del embalse y durante la fase de operación en caso de que el nivel del embalse este bajo el umbral del vertedero y no se pueda generar electricidad.

Debido a la contingencia ambas descargas (Túnel GAD y Túnel de Desvío Derecho) no están operando, ya que se encuentran bloqueadas en el inicio de sus túneles. Actualmente, las conducciones de las unidades de generación no están habilitadas y el proyecto no posee un dispositivo de descarga intermedio, por tanto, no tiene capacidad de bajar el nivel del embalse por debajo del umbral del vertedero (401 msnm). Para la fase de operación se dispondrá de la capacidad de descarga de las aducciones de las unidades de generación (168 m³/s x 8 = 1.344 m³/s), las que permitirían bajar el nivel de embalse al nivel mínimo de operación durante los meses secos del año y en años que no sean especialmente húmedos; no obstante, recién a finales de 2021 se estima preliminarmente que podrían estar operando recién las primeras 2 unidades, y sucesivamente después las siguientes.

Se está evaluando rehabilitar el túnel de la Descarga Intermedia conectándolo con las conducciones de dos unidades de generación, esto implicaría una capacidad de descarga de 1.458 m³/s (168 m³/s x 6 + 450 m³/s). Lo anterior permitiría bajar el nivel del embalse a una mayor velocidad y otorgaría mayor flexibilidad, ya que sería posible bajar el nivel embalse con caudales afluentes mayores, aunque no suficientemente.

Sin embargo, solo sería posible bajar el nivel del embalse hasta el nivel mínimo de operación, ya que la Descarga Intermedia ocuparía la obra de captación de las unidades de generación. Por tanto, para bajar el nivel del embalse bajo el nivel mínimo de captación (350 msnm) se requiere la construcción de obras adicionales con una obra de captación bajo ese nivel. La Tabla 13-27 muestra las estructuras involucradas en cada tramo del descenso de nivel del embalse.

Tabla 13-27: Estructuras involucradas en cada tramo de descenso de nivel

| Nivel | Elevación (msnm) | Estructura | | | |
|---|------------------|------------|---------------------|---------------------|--------------------|
| | | Vertedero | Conducción turbinas | Descarga intermedia | Descarga adicional |
| Nivel máximo de operación - Umbral vertedero | 420 - 401 | X | X | X | X |
| Umbral vertedero - Nivel mínimo de operación | 401 - 390 | | X | X | X |
| Nivel mínimo de operación - Nivel mínimo de captación | 390 - 350 | | | | X |

Con respecto a la capacidad de descarga y de control de caudal y nivel del embalse, ICOLD e integrantes de sus comités relevantes entregan las siguientes recomendaciones y opiniones:

1. Publicación: Seismic Design and Performance Criteria for Large Storage Dams, M.Wieland, 2012, 15 WCEE Lisboa)

Los componentes y equipos relevantes para la seguridad son las descargas de fondo y los vertederos y todo el equipo relacionado (principalmente compuertas), paneles de control, fuente de alimentación, software, etc., ya que debe ser posible regular y bajar el reservorio después del SEE (Safety Evaluation Earthquake). Como la reparación de una presa dañada necesitará algún tiempo, es necesario que después de un terremoto una crecida moderada con un período de retorno de aprox. 200 años pueda ser controlada de manera segura. Esto puede ser un problema menor para las presas de concreto, donde esto puede ser aceptable en circunstancias extremas, sin embargo, en el caso de las presas de tierra, no puede ser aceptado. Por lo tanto, después de un terremoto deben considerarse crecidas más grandes que para las presas de concreto.

2. Preámbulo en el boletín 148 de ICOLD

Presas y los elementos críticos para la seguridad, como las descargas de fondo, las compuertas de los vertederos y las unidades de control relacionadas, deben ser capaces de soportar las sacudidas del suelo del SEE. Los daños y deformaciones estructurales se aceptan siempre cuando la presa sea capaz de almacenar el agua en el embalse de forma segura después de la SEE y el nivel de agua en el embalse puedan ser controlados. Esto significa que los criterios de rendimiento para las salidas del fondo y los vertederos son al menos tan estrictos como para el cuerpo de la presa, ya que deben ser operables después de la SEE.

3. Sección 3.3 en el boletín 148 de ICOLD (Requerimiento de evaluación sísmica)

Grandes presas deben ser capaces de resistir el movimiento de un terremoto o el movimiento de una falla en el sitio de la presa sin la liberación incontrolada del agua en el embalse. También es importante que el vertedero y la salida del fondo estén en funcionamiento después del terremoto.

En este sentido se deberá considerar esta recomendación en el proyecto Ituango que las obras críticas deben ser accesibles después de un evento mayor. Es decir, que deben existir procedimientos para habilitar accesos a estas estructuras como el vertedero (401 msnm) y las captaciones (350 msnm).

A-7.1 Análisis hidráulico hidrológica

Para evaluar la actual capacidad de descarga del proyecto y la eventual incorporación de capacidad de descarga adicional, ya sea aumentando la capacidad del túnel de Descarga Intermedia, agregando un túnel de descarga intermedio y/o una descarga adicional con una obra de captación bajo la cota 350 msnm, se realizó un análisis hidrológico que considera

datos de caudal diario en el sitio de la presa desde 1984 hasta 2014. La Figura 13-148 y Figura 13-149 muestran la curva de variación estacional y la curva de duración para el río Cauca en el sitio de la presa, respectivamente. En base a las estadísticas presentadas se hizo una evaluación de cuánto tiempo tomaría bajar el nivel del embalse a distintos niveles para distintos caudales de descarga, en que meses del año es más recomendable y la probabilidad de que se pueda hacer en un año específico. Además de determinar por cuanto tiempo se podría mantener el nivel del embalse para realizar los trabajos necesarios.

Periodo 1984-2014

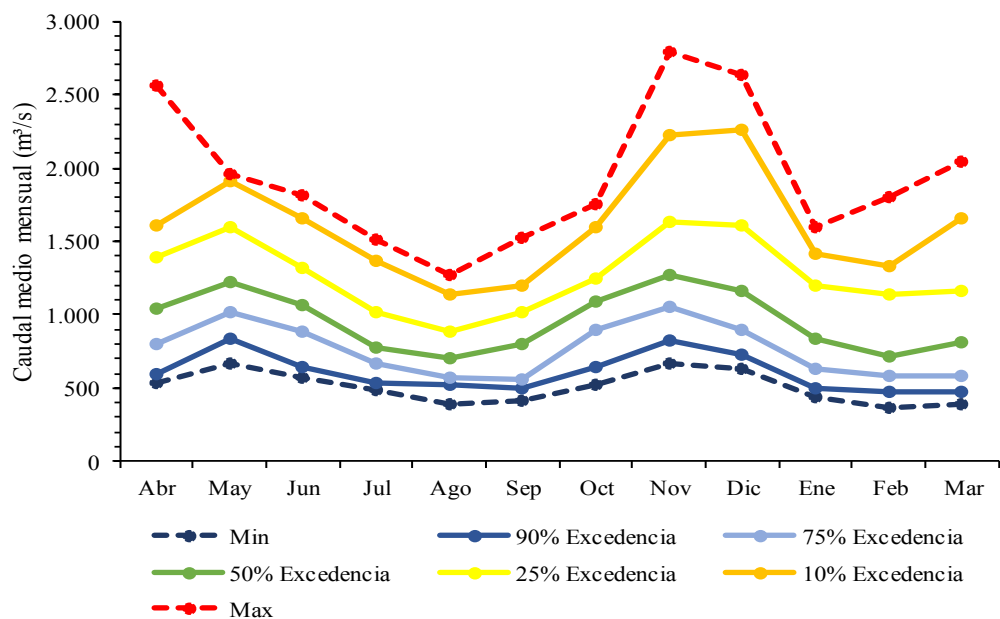


Figura 13-148: Caudales medios mensuales con probabilidad de excedencia 10, 25, 50, 75 y 90% junto con los máximos y mínimos para el periodo 1984-2014

Periodo 1984-2014

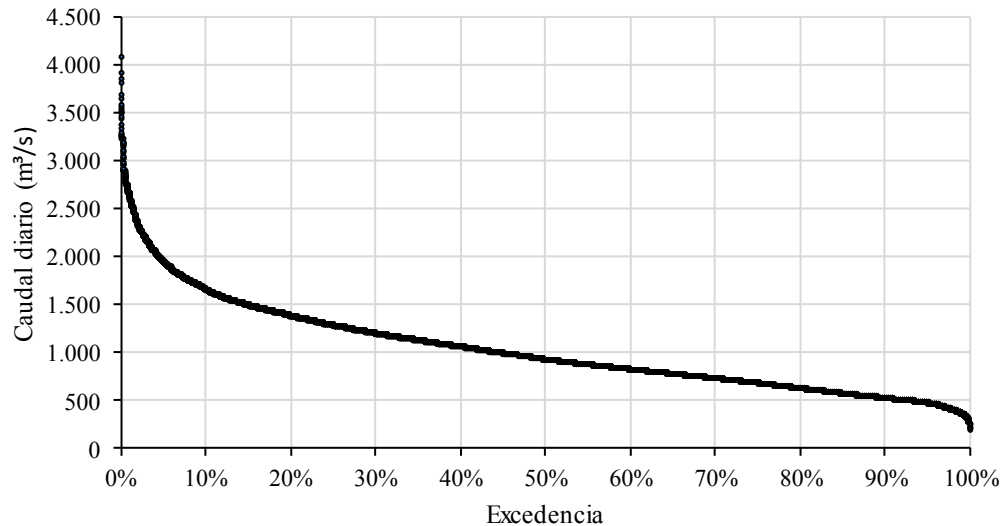


Figura 13-149: Curva de duración para el periodo 1984-2014 del río Cauca en el sitio de la presa

Se puede observar que hay dos periodos de tres meses con caudales altos (1000 – 1600 m³/s) y dos periodos de tres meses con caudales bajos (500 – 1000 m³/s). Según la curva de variación estacional, el promedio del caudal medio mensual para una no excedencia del 25%, 50%, y 75% para los meses secos (julio, agosto, septiembre, enero, febrero y marzo) es 600 m³/s, 776 m³/s y 1068 m³/s, respectivamente. Esto quiere decir, por ejemplo, que en un 25% de los años analizados el caudal medio mensual del río Cauca para los meses secos fue en promedio menor a 600 m³/s. En base a lo anterior se eligieron los caudales afluentes 600 m³/s, 800 m³/s y 1000 m³/s para hacer el análisis, que representan caudales de excedencia 75%, 50% y 25% para los meses secos.

Para los meses húmedos (abril, mayo, junio, octubre, noviembre y diciembre) el promedio del caudal medio mensual para una no excedencia del 25%, 50%, y 75% es 924 m³/s, 1.144 m³/s y 1.465 m³/s, respectivamente.

Se realizó una estimación simplificada de cuánto tiempo podría tomar bajar el nivel del embalse desde el nivel de máximo (420 msnm) al nivel mínimo de operación (390 msnm) para distintos caudales de descargas y caudales afluentes (ver Figura 13-150). Alcanzar los distintos caudales de descarga analizados se podría lograr habilitando el túnel de descarga intermedio existente, que actualmente se encuentra bloqueado en su portal de entrada, y aumentando su capacidad (capacidad de diseño de 450 m³/s), incorporando un túnel de descarga adicional o una combinación de las opciones anteriores. Para esta estimación se consideró que el caudal de descarga permanece constante, por lo que hay que tener presente que los resultados mostrados en la Figura 13-150 podrían ser mayores a los reales, ya que no consideran la disminución del caudal asociado a la disminución del nivel del embalse (disminuye la energía). Si no se considera una descarga intermedia y solo se utilizan las turbinas (1.344 m³/s), bajar el nivel del embalse podría tomar entre 8 a 15 días, dependiendo del caudal afluente o incluso más en años especialmente húmedos.

Si se rehabilita la Descarga Intermedia ($450 \text{ m}^3/\text{s}$) usando como captación la bocatoma de dos unidades de generación lo anterior tomaría entre 7 a 12 días, y si se aumenta su capacidad a $750 \text{ m}^3/\text{s}$ tomaría entre 6 a 8 días. Con una descarga total de $2.100 \text{ m}^3/\text{s}$ tomaría unos 6 días independiente de los caudales afluentes analizados. Sin embargo, para preservar la estabilidad de la cara de aguas arriba de la presa y las laderas embalse, se recomienda utilizar como máximo una tasa de descenso de 1 m/día , lo que implica que tomaría 30 días bajar el nivel del embalse desde la cota 420 a 390 msnm, por lo que, si se utiliza esta recomendación, no es necesario adicionar una descarga intermedia para alcanzar esa tasa de descenso. Bajo esta recomendación la inclusión de capacidad de descarga adicional brindaría mayor seguridad al disponer de una alternativa de descarga en caso de que las otras fallen y flexibilidad al permitir bajar el nivel del embalse cuando haya caudales más altos y mantener el nivel por más tiempo.

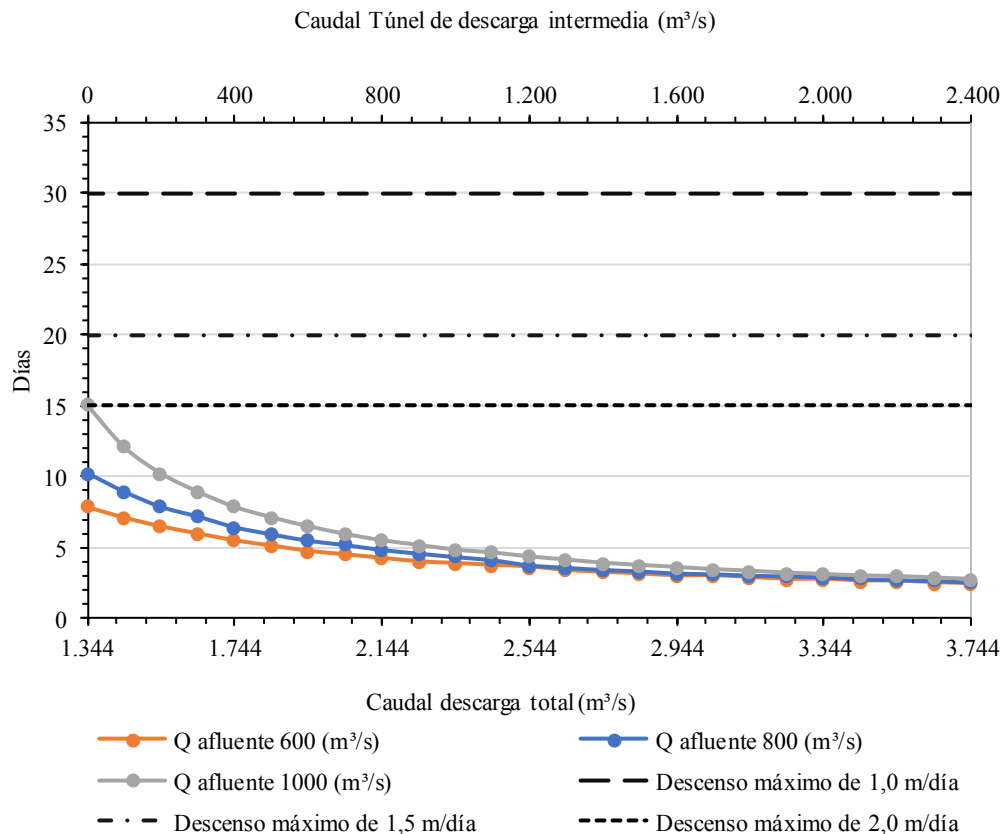


Figura 13-150: Número de días que tomaría bajar el nivel del embalse 30 m desde el nivel máximo operación (420 msnm) hasta el mínimo de operación (390 msnm) para distintos caudales totales de descarga (turbinas + túnel de descarga intermedio) y caudales afluentes

También se analizó la posibilidad de disminuir el nivel del embalse hasta el nivel mínimo de captación, esto implicaría construir un túnel de descarga adicional con una bocatoma en un nivel bajo los 350 msnm y de mayores dimensiones que el caso anterior, porque después de los 390 msnm ya no se contaría con el caudal de descarga provisto por las turbinas ni la

por la descarga intermedia (no obstante, este es el requerimiento de la ICOLD, en caso de un sismo mayor, bajar el nivel del embalse hasta la cota de bocatomas (350 msnm)).

La Figura 13-151 muestra cuanto tomaría bajar el nivel del embalse desde el nivel máximo de operación hasta el mínimo de captación para distintos caudales de la descarga intermedia adicional y caudales afluentes. Para llegar al nivel mínimo de captación el túnel de descarga intermedia adicional debe tener una capacidad de al menos unos 1.200 m³/s, de lo contrario habrá años en que no será posible llegar a ese nivel o será demasiado lento, con esta capacidad de descarga tomaría en total (desde 420 a 350 msnm) entre 60 y 20 días dependiendo del caudal afluente. Con un túnel de descarga intermedio adicional con capacidad de 2.400 m³/s tomaría unos 10 días para los tres caudales afluentes analizados.

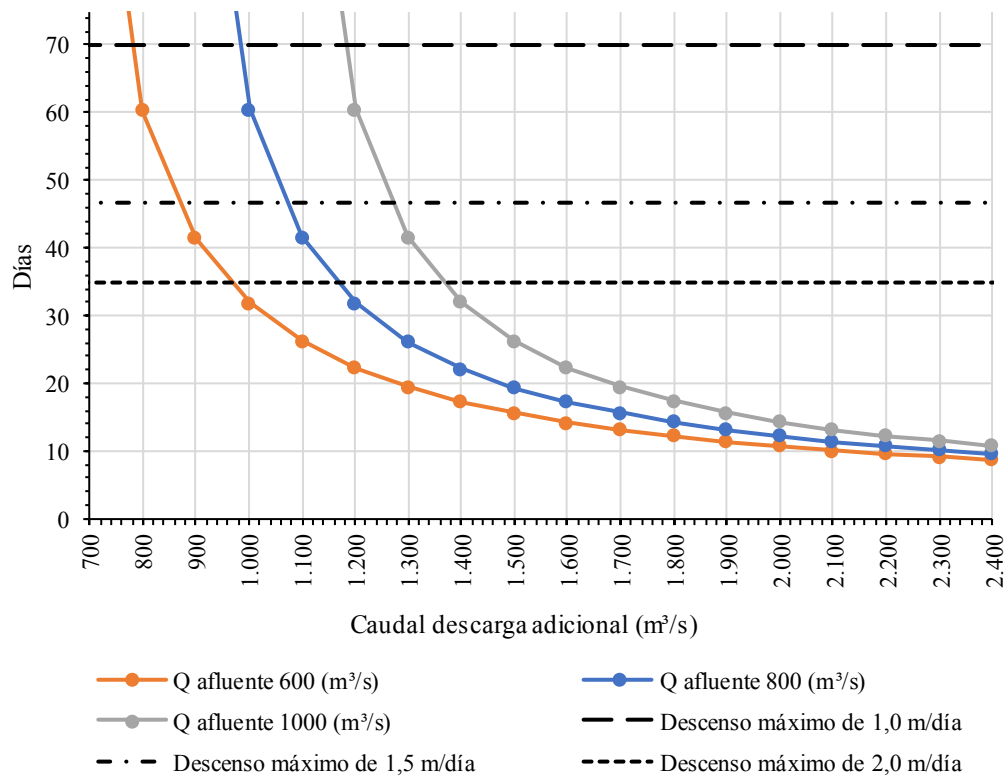


Figura 13-151: Número de días que tomaría bajar el nivel del embalse desde el nivel máximo de operación (420 msnm) hasta el mínimo de captación (350 msnm), 70 m en total, para distintos caudales de descarga y caudales afluentes

La Tabla 13-28 muestra el tiempo que tomaría bajar el nivel del embalse al nivel mínimo de operación y mínimo de captación para diferentes configuraciones de descarga intermedia y adicional. Se consideró que la descarga intermedia utiliza la captación de dos unidades de generación y que la captación de la descarga adicional está bajo los 350 (msnm). El caudal de descarga total que aparece en la tabla no considera al vertedero y solo es válido entre los niveles 420 y 390 msnm.

Tabla 13-28: Resumen principales resultados

| Vertedero (m ³ /s) | Turbinas (m ³ /s) | Descarga Intermedia (m ³ /s) | Descarga Adicional (m ³ /s) | Descarga Total (m ³ /s) | N° de días para el bajar el nivel de 420 a 390 (msnm) | | | N° de días para el bajar el nivel de 390 a 350 (msnm) | | |
|-------------------------------|------------------------------|---|--|------------------------------------|---|-------------------------|--------------------------|---|-------------------------|--------------------------|
| | | | | | Caudal afluente | | | | | |
| | | | | | 600 (m ³ /s) | 800 (m ³ /s) | 1000 (m ³ /s) | 600 (m ³ /s) | 800 (m ³ /s) | 1000 (m ³ /s) |
| Variable | 1,344 | 0 | 0 | 1,344 | 8.0 | 10.0 | 15.0 | NO | NO | NO |
| Variable | 1,008 | 450 | 0 | 1,458 | 7.0 | 9.0 | 12.0 | NO | NO | NO |
| Variable | 1,008 | 750 | 0 | 1,758 | 5.5 | 6.5 | 8.0 | NO | NO | NO |
| Variable | 1,344 | 0 | 800 | 2,144 | 4.3 | 4.9 | 5.5 | 56.0 | NO | NO |
| Variable | 1,008 | 750 | 800 | 2,558 | 3.6 | 3.8 | 4.4 | 56.0 | NO | NO |
| Variable | 1,008 | 750 | 1,600 | 3,358 | 2.6 | 2.7 | 3.0 | 11.2 | 14.0 | 18.7 |
| Variable | 1,344 | 0 | 2,400 | 3,744 | 2.5 | 2.6 | 2.8 | 6.2 | 7.0 | 8.0 |

Una vez que se logra disminuir el nivel del embalse al nivel deseado es necesario mantener ese nivel durante la duración de los trabajos. Para mantener el nivel del embalse la capacidad de descarga del embalse debe ser igual o mayor al caudal afluente. La Figura 13-152 muestra los caudales diarios del río Cauca en el sitio de la presa junto con la capacidad de descarga de las turbinas (1.344 m³/s) y el caudal excedente que es la diferencia de ambos e indica cuando no es posible mantener el nivel del embalse. La Figura 13-153 muestra el porcentaje de años en que la capacidad de descarga del embalse es mayor al caudal afluente por un mínimo de 60, 90 y 120 días consecutivos para distintas capacidades de descarga.

Para el periodo analizado (1984-2014), solo con la capacidad de descarga de las turbinas se hubiese podido mantener el nivel del embalse por un mínimo de 60 días consecutivos en un 97% de los años, durante 90 días en un 84% de los años y por 120 días en un 65% de los años. Considerando la rehabilitación de la descarga intermedia (descarga total de 1.458 m³/s) se hubiese podido mantener el nivel del embalse por un mínimo de 60 días consecutivos en un 97% de los años, durante 90 días en un 87% de los años y por 120 días en un 84% de los años. Para un caudal de descarga total de 1.600 m³/s se podría mantener el nivel del embalse por 60 y 90 días en un 97% de los años analizados.

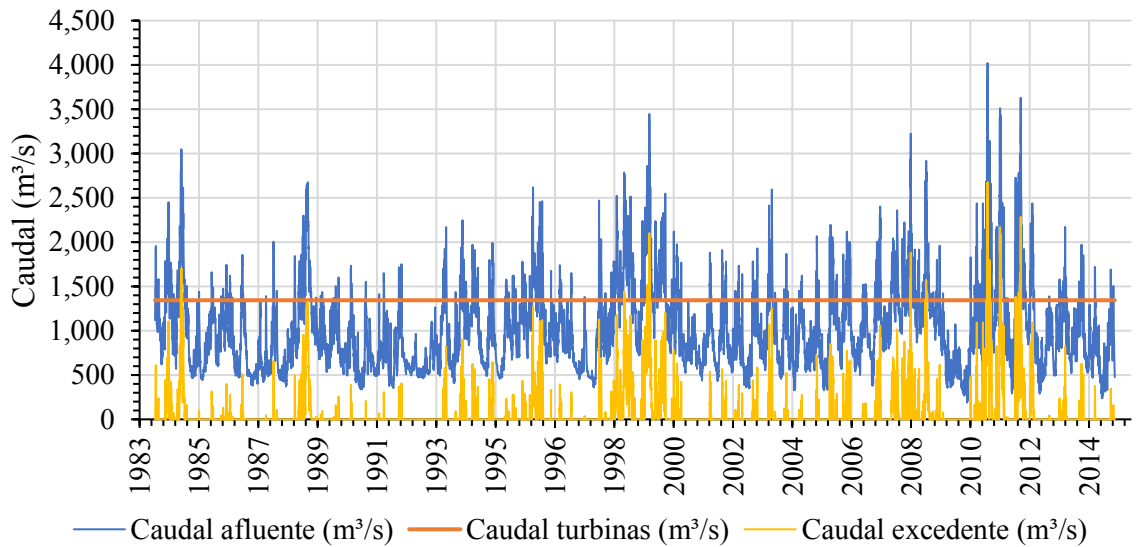


Figura 13-152: Caudales diarios del río Cauca en el sitio de la presa desde 1984 hasta 2014 que representan el caudal afluente junto con el caudal excedente que es la diferencia entre la capacidad de descarga de la presa y el caudal afluente a ella

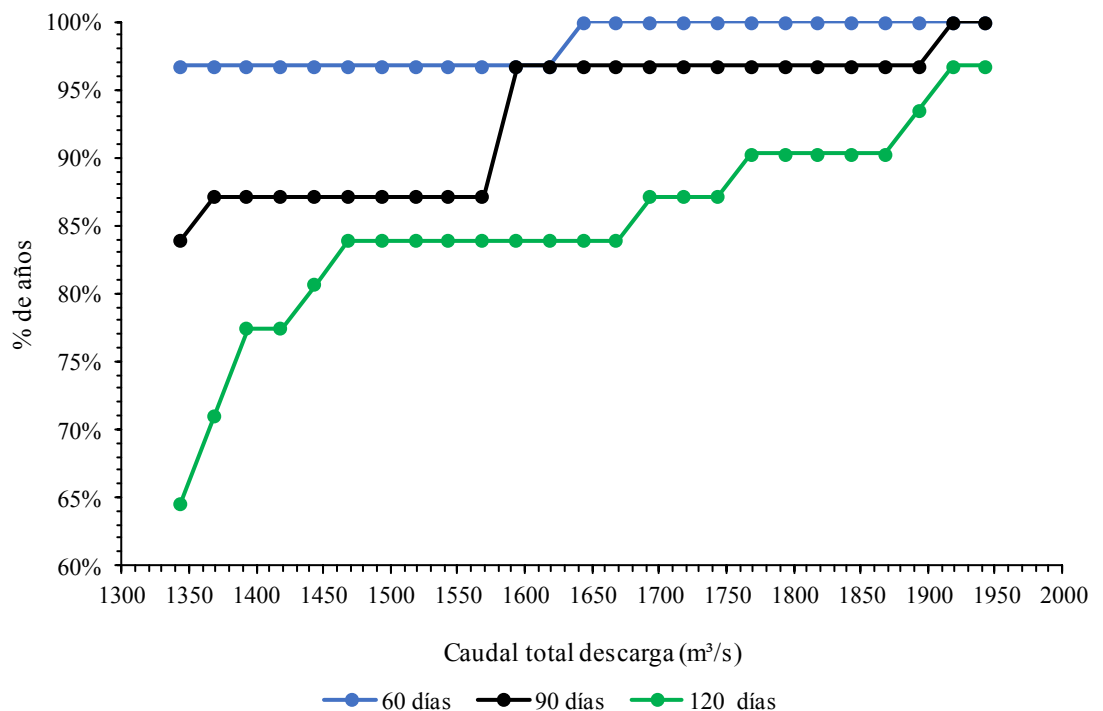


Figura 13-153. Porcentaje de años en que la capacidad de descarga del embalse es mayor que el caudal afluente (se puede mantener el nivel del embalse) por un mínimo de 60, 90 y 120 días consecutivos para distintas capacidades de descarga

A-7.2 Modificación del diseño de la Descarga Intermedia

Se ha decidido de conectar el túnel de Descarga Intermedia con la conducción de dos turbinas para rehabilitar la descarga intermedia y así asegurar la entrega del caudal ecológico en caso de que no se pueda generar y el nivel del embalse esté bajo el umbral del vertedero (ver Figura 13-154 y Figura 13-155). El diseño original del túnel de descarga, que consideraba una obra de captación en la cota 270 msnm, tiene una capacidad máxima de descarga teórica con las compuertas completamente abiertas de entre 1.000 y 800 m³/s dependiendo del nivel del embalse (420 – 350 msnm) (Laboratorio de Hidráulica “Jorge Ramírez Giraldo” Universidad Nacional de Colombia, Integral Ingenieros Consultores, 2015), sin embargo, fue diseñado para descargar 450 m³/s ya que su objetivo principal es asegurar la entrega del caudal ecológico. Por tanto, los revestimientos y protecciones fueron diseñadas considerando las velocidades asociadas al caudal ecológico. Integral (2019b) analizó la posibilidad de aumentar la capacidad del túnel de descarga intermedia, encontrándolo factible hasta un caudal de 750 m³/s. El aumento de capacidad conlleva un aumento de la altura del eje hidráulico y velocidad en el tramo a flujo libre de la descarga intermedia, lo que a su vez implica un aumento de 1,05 m de la altura de los hastiales y un incremento de la densidad en los pernos anclaje a la roca en los revestimientos de concreto. El análisis anterior consideraba la rehabilitación del portal de entrada de la Descarga Intermedia por medio de trabajos subacuáticos, lo que actualmente está descartado. El diseño actual considera utilizar como obra de captación del túnel de descarga intermedia a las obras de captación de las unidades 3 y 4 con una capacidad máxima de 450 m³/s. Se proyecta conectar el túnel de descarga intermedia con el túnel de conducción superior en el codo que conecta a este último con el inicio del pozo en presión (ver Figura 13-154). Para lo anterior, es necesario construir un pique vertical de unos 110 m de extensión. El sistema de derivación considera tuberías de acero de un diámetro de 5,4 m hasta la conexión con el túnel de la descarga intermedia, alcanzándose una velocidad máxima de 19,6 m/s en el pique vertical, lo que está en el límite de la velocidad máxima recomendada para túneles revestidos con acero.

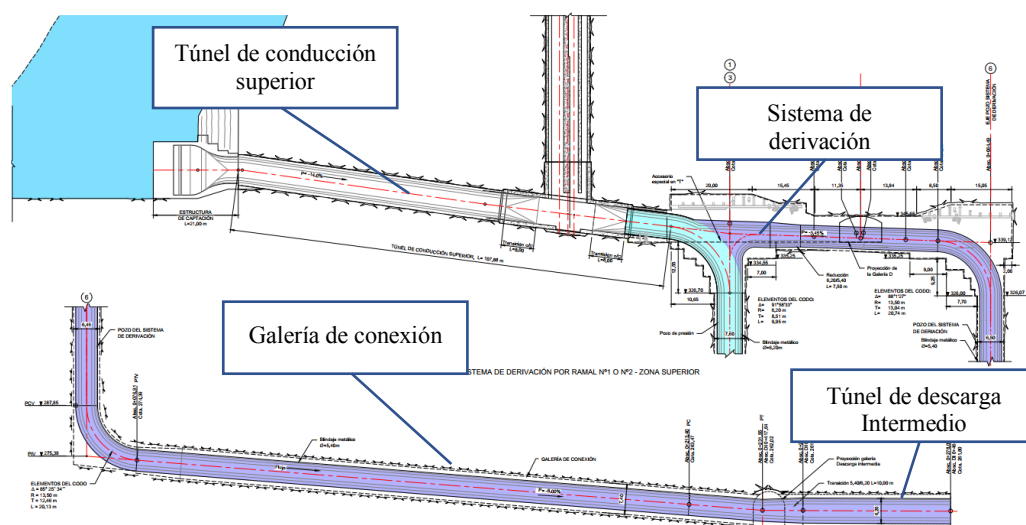


Figura 13-154: Vista en perfil del sistema de derivación que conecta el túnel de conducción superior con el túnel de descarga intermedio

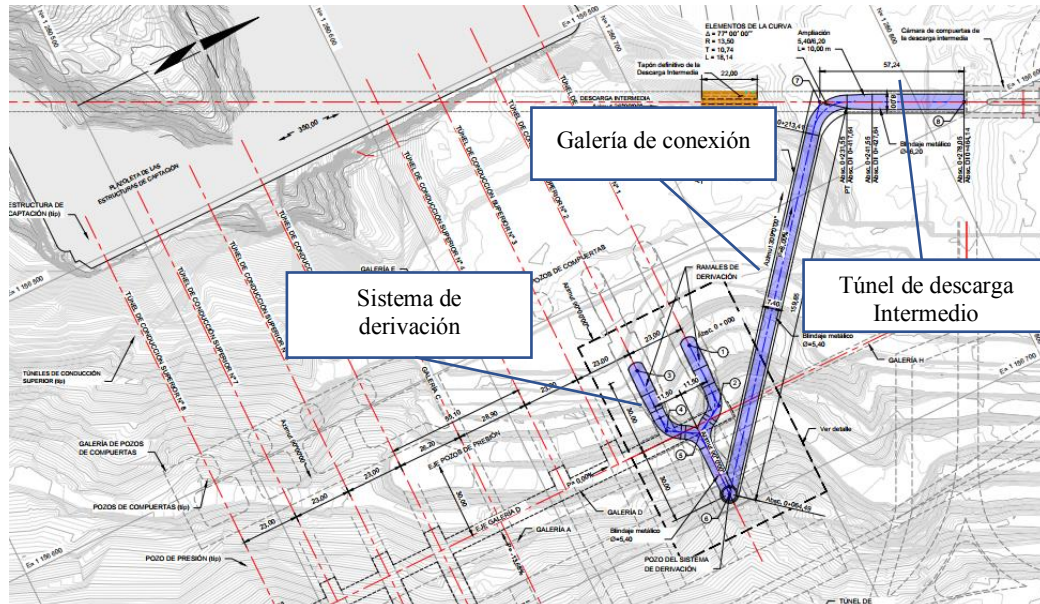


Figura 13-155: Vista en planta del sistema de derivación que conecta el túnel de conducción superior con el túnel de descarga intermedio

A-7.3 Análisis y Evaluación

En la situación de contingencia, en caso de requerir alguna reparación de mayor magnitud y/o a mayor profundidad que el umbral del vertedero (401 msnm), el esquema actual no permite una reacción rápida dado que no existe un acceso o una forma convencional de bajar el nivel del embalse. En la fase de operación, se contaría con la capacidad de descarga de las conducciones de las unidades de generación junto con el túnel de descarga intermedio cuando sea rehabilitado, lo que permitiría bajar el nivel del embalse hasta el nivel mínimo de operación (390 msnm). Lo anterior, solo se podría hacer durante los meses secos en 9 de cada 10 años y durante los meses húmedos en 5 de cada 10 años aproximadamente, y dependiendo del caudal afluente, tardaría entre una a tres semanas. Para no afectar la estabilidad de las laderas del embalse y la cara aguas arriba de la presa se recomienda bajar el nivel del embalse a una velocidad no mayor a 1 m/día, por tanto, bajar el nivel máximo al nivel mínimo de operación tomaría 30 días, lo que se podría hacer con la capacidad de descarga de las conducciones de las unidades de generación. La inclusión de capacidad de descarga adicional aumentaría la probabilidad de poder bajar el nivel del embalse en un mes y año dado y permitiría bajar el nivel del embalse a una velocidad mayor en caso de ser necesario.

Siguiendo las recomendaciones internacionales para presas de gran magnitud como es el caso de Ituango, sería necesario de contar con un elemento que permite bajar el nivel del embalse con el fin de poder inspeccionar y/o hacer reparaciones después de un evento de sismo o en situaciones de peligro (por ejemplo, filtraciones a través de la presa con peligro de erosión interna). Con la configuración actual no es posible bajar el nivel del embalse por debajo del nivel mínimo de captación (350 msnm) para realizar inspecciones o reparaciones

de las obras de captación - que representan un elemento importante también para el mantenimiento del vertedero - o de la presa misma debajo este nivel, por lo que se recomienda estudiar la adición de una descarga adicional con una obra de captación bajo los 350 msnm con una capacidad de al menos 1.200 m³/s. Con esta capacidad se podría bajar el nivel del embalse al nivel de embalse al nivel mínimo de captación en los meses secos en 9 de cada 10 años y tomaría entre 30 y 60 días dependiendo del caudal afluente.

Por lo anterior, es que es importante considerar la inclusión de una capacidad de descarga adicional con una obra de captación bajo la cota 350 msnm en el mediano plazo (considerando que la frecuencia de mantenimiento y reparaciones debería aumentar con el tiempo). No es una medida obligatoria para poner en marcha el proyecto. Así que también será posible estudiar las diferentes alternativas y el impacto ambiental social correspondiente de cada solución, en particular el efecto de las descargas hacia aguas abajo en caso de que se requiera una bajada controlada del embalse.

A-8 MEDIOAMBIENTE

En este informe se presentan, de manera resumida y extractada, los contenidos centrales desarrollados en dos informes independientes y auto contenidos, correspondientes al: i) Análisis de Riesgos e Impactos Ambientales de los escenarios Ex-Ante (previo a las contingencias de abril y mayo de 2018) y Ex Post-1 (luego de ocurrida la contingencia) (Pöyry, 2019b); y, ii) escenario Ex-Post-2 (controlada la contingencia, entre mayo de 2019 y noviembre de 2020) (Pöyry, 2020). En ellos se puede encontrar el desarrollo *in extenso* de los contenidos presentados aquí, y otros que han sido omitidos por extensión.

A-8.1 Objetivos

A-8.1.1 Generales

- Realizar una descripción general del análisis de riesgos y del estado del arte sobre el particular, para la construcción y operación de proyectos hidroeléctricos de grandes presas.
- Realizar una comparación entre los riesgos e impactos ambientales del proyecto, antes y después de las contingencias ocurridas en abril y mayo de 2018, y de su control, en el área de afectación potencial, aguas abajo de la presa.

A-8.1.2 Específicos

- Señalar los riesgos e impactos ambientales identificados y evaluados, y las medidas de prevención y control diseñadas para esos efectos, antes de la ocurrencia de las contingencias de abril y mayo de 2018 (Ex-Ante);
- Señalar los riesgos e impactos ambientales identificados y evaluados, y las medidas de prevención y control diseñadas y desplegadas, luego de la ocurrencia de las contingencias de abril y mayo de 2018 (Ex-Post-1);
- Señalar los riesgos e impactos ambientales identificados y evaluados, y las medidas de prevención y control diseñadas y desplegadas, luego del control de las contingencias (mayo 2019-noviembre de 2020; Ex-Post-2);

A-8.2 Aproximación metodológica, consideraciones al análisis de riesgos e impactos ambientales

A-8.2.1 Aproximación metodológica

La aproximación metodológica fue establecida en función de lo señalado en la Resolución No 820, del 1 junio de 2018. Según esto, se optó por desagregar el análisis de la siguiente manera:

- Consideraciones generales y estado del arte del análisis de riesgos y análisis de riesgos para proyectos hidroeléctricos de grandes presas.
- Recopilación, revisión, sistematización, análisis y levantamiento de antecedentes e información de campo del proyecto, relativa a los riesgos e impactos ambientales del mismo.
- Análisis de riesgos e impactos ambientales del proyecto en escenarios Ex-Ante, Ex-Post-1 y Ex-Post-2.

A-8.2.2 Análisis de riesgos

La evaluación y el manejo del riesgo se han establecido como un campo disciplinar durante los últimos 30-40 años, desarrollando métodos para conceptualizar, evaluar y manejar el riesgo; vinculando aspectos teóricos con modelos, procedimientos y técnicas, de aplicación en distintos campos de la sociedad.

El ámbito del riesgo tiene dos tareas principales: i) usar la evaluación y el manejo del riesgo para estudiar y tratar el riesgo de actividades específicas (como por ejemplo el diseño, la construcción y operación de una central hidroeléctrica), y, ii) realizar investigación y desarrollo de riesgos genéricos relacionados con conceptos, teorías, marcos, enfoques, principios, métodos y modelos para comprender, evaluar, caracterizar, comunicar, y, en sentido amplio, gestionar y controlar este. Es la segunda tarea la que provee las herramientas necesarias para realizar la primera (Aven, 2016).

La evaluación de riesgo es comúnmente entendida como la combinación del análisis de riesgo y su cuantificación. El análisis de riesgo permite establecer la naturaleza y extensión de éste, y, para que sea suficiente, debe: i) identificar los peligros, amenazas y oportunidades (fuentes); ii) analizar las causas y consecuencias, incluyendo un análisis de las vulnerabilidades; y, describir el riesgo utilizando probabilidades y valores esperados (cuantificación del riesgo) (Aven, 2010; 2011). También se relaciona con el principio precautorio en orden a tener estimaciones tempranas que impidan el daño ambiental y permitan su mitigación, en un escenario de incerteza (Ahteensuu & Sandin, 2012).

A-8.2.3 Impactos ambientales de grandes presas

Ante la creciente preocupación por la seguridad de grandes presas, ICOLD⁹ (*International Commission On Large Dams*) ha publicado recomendaciones prácticas para el manejo ambiental de riesgos, canalizándolas a través de las siguientes cuatro publicaciones:

- **Boletín 59 Seguridad de presas - Pautas (1987).** Describe la forma tradicional para evaluar la seguridad de las presas, estableciendo requisitos y criterios de seguridad que reflejen el peligro potencial o las consecuencias de una falla en términos de pérdidas humanas y materiales. Aunque proporciona una descripción de las mejores prácticas de seguridad tal como se entendieron a mediados de los años ochenta, gran parte del contenido sigue siendo válido hasta el día de hoy.

⁹ *International Commission On Large Dams*, organización no gubernamental formada en 1928, que provee un foro para el intercambio de conocimiento y experiencia en ingeniería de presas (www.icold-cigb.org).

- **Boletín 111 Análisis de inundaciones de ruptura de presas: revisión y recomendaciones (1998).** Proporciona una revisión en profundidad de las metodologías de análisis de ruptura y tránsito hidráulico de las ondas de ruptura, cubriendo aspectos prácticos del cálculo como la selección de parámetros, el establecimiento de condiciones iniciales y de contorno, aplicaciones especiales, pruebas, calibración, validación y análisis de sensibilidad. Se describen los modelos existentes (en ese momento, 1995) en términos de su disponibilidad y capacidades.
- **Boletín 130 Evaluación de riesgos en la gestión de la seguridad de presas. Un reconocimiento (2005).** Describe un enfoque basado en el riesgo para la toma de decisiones en materia de seguridad de presas, ante la creciente demanda de la sociedad que los riesgos sean mantenidos bajo revisión y sean controlados apropiadamente. Proporciona una introducción a los principios y la terminología de la evaluación de riesgos, y describe aplicaciones actuales de evaluación de riesgos para la toma de decisiones de seguridad de presas.
- **Boletín 154 Gestión de seguridad de presas: Fase operacional del ciclo de vida de la presa (2017).** Proporciona una guía práctica para administrar e implementar un programa de seguridad de presas durante la fase operativa de su ciclo de vida, abordando actividades como la gestión de la seguridad, tránsito de crecidas, vigilancia y monitoreo, análisis e interpretación de datos, mantenimiento, revisiones de seguridad, planificación para la preparación y respuesta ante emergencias, y actividades de mejora de la seguridad.

La evaluación de riesgos plantea un escenario diferente al de la ingeniería tradicional y los factores de seguridad, buscando las fuentes clave de incerteza que pueden afectar la seguridad y las decisiones, lo que requiere un conocimiento detallado del proyecto y los principios subyacentes de la ingeniería utilizada para medir el desempeño presente y predecir el desempeño futuro.

Cabe señalar también que el rango de amenazas y riesgos a considerar es potencialmente enorme y que las presas son sistemas complejos que interactúan con la naturaleza y las zonas de aguas abajo de maneras inciertas.

A-8.3 Situación Ex-Ante

Se entiende por tal, todo aquello realizado y previsto, antes de la ocurrencia de las contingencias del 28 de abril y el 12 de mayo de 2018.

A-8.3.1 Riesgos

En el contexto de las contingencias tratadas¹⁰, y en base al análisis de riesgos realizado en el EIA presentado¹¹ (Consorcio de Generación Ituango, 2011) y aprobado¹², y sus

¹⁰ Al momento de emitirse la Resolución 820, no se consideró lo que sucedería en enero y febrero de 2019 con el cierre de compuertas de la casa de máquinas.

¹¹ Capítulo 2.1 para la construcción del SAD (2016; en operación desde el segundo semestre de 2017).

¹² Resolución N° 155 (30.01.2009) del MAVDT (ver punto 6: Glosario)

modificaciones¹³, fueron consideradas las amenazas exógenas (originadas independientemente del proyecto) y endógenas (derivadas del proyecto en cualquiera de sus fases), principalmente, para el área de influencia del proyecto¹⁴.

De acuerdo con los hechos ocurridos, cabe señalar que, de las amenazas definidas y evaluadas en el EIA, cuatro correspondieron a amenazas exógenas y tres a endógenas. Del total de combinaciones entre tipos de amenazas, escenarios, elementos potencialmente afectados y su evaluación¹⁵, resultan 27 situaciones de riesgo que corresponden a 7 riesgos críticos, 8 riesgos tolerables y 12 riesgos aceptables (Tabla 13-35, anexo B).

Respecto de los elementos potencialmente afectados (10), se reconocen:

- Personal trabajando en obra
- Población (comunidades) en el área de influencia
- Población (comunidades) aguas abajo de la presa
- Obras del proyecto
- Equipamiento
- Infraestructura existente
- Suelo
- Recurso hídrico superficial
- Biota aguas arriba y abajo de la presa
- El proyecto en su totalidad.

Cabe indicar que, de acuerdo con la metodología y los criterios definidos y utilizados en el EIA, sólo aquellos riesgos que resultaren Tolerables (puntaje 5-8) o Críticos (puntaje ≥ 9), deben ser atendidos; teniendo prioridad la atención de estos últimos.

Según lo anterior, y en el contexto de análisis Ex-Ante, los riesgos que deben ser atendidos por el proyecto corresponden, en orden decreciente de prioridad, a:

- Cese de actividades¹⁶.
- Desprendimiento de bloques, deslizamientos, derrumbes y desestabilización de taludes.
- Crecientes e inundaciones aguas abajo del sitio de presa.
- Criterios de diseño (hidrológicos, sísmicos, geotécnicos, etc.) de las obras.

¹³Resoluciones N° 1891 (01.10.2009), 1980 (12.10.2010) emitidas por el MAVDT; y Resoluciones N° 764 (13.09.2012), 1041 (07.12.2012), 838 (22.08.2013), 132 (13.02.2014), 1052 (09.09.2014), 543 (15.05.2015), 748 (26.07.2016), 552 (17.05.2017), 358 (12.03.2018), y, 430 (20.03.2018), emitidas por ANLA.

¹⁴ Cabe señalar que para efectos del EIA elaborado, presentado y aprobado, se consideró principalmente el área de influencia, que es dónde se emplazan las obras del proyecto y donde se verifican los impactos directos del mismo. No hubo consideración explícita y definida del área de afectación potencial, aguas abajo de la presa. Esta última sólo se visibilizó a partir de la realización del Plan de Gestión del Riesgo que el Estado solicitó a las empresas públicas, luego de la publicación de la Ley 1523 (2012), en el año 2017.

¹⁵ La evaluación de riesgo correspondió al producto del puntaje más alto de la Probabilidad de la Amenaza X la Vulnerabilidad, encontrados en el Plan de contingencia del EIA y el del GAD.

¹⁶ Después de las contingencias ocurridas y la medida preventiva impuesta por la Resolución 820, esta es la situación en la que se encuentra actualmente el proyecto, desde el punto de vista de las actividades de construcción del mismo; puesto que por ahora sólo se trabaja en la solución de las situaciones que provocaron las contingencias y todas las afectaciones soportadas por las obras civiles a raíz de lo sucedido y las medidas de manejo adoptadas (evacuar el agua por casa de máquinas hasta contar con el vertedero).

A-8.3.2 Plan de contingencia

Asociado a la identificación de amenazas y evaluación de riesgos, existe un Plan de Contingencias, que incluye planes de acción, medidas preventivas, de atención y de recuperación para las eventuales contingencias derivadas de los riesgos identificados y evaluados, y que involucren a las comunidades del área de influencia, las poblaciones ribereñas aguas abajo de la presa, y sus entornos. En términos generales, corresponde a un conjunto integrado de recursos humanos y económicos, instrumentos técnicos, normas generales, reglas e instrucciones, con la finalidad de entregar elementos de juicio para una toma de decisiones oportuna, que permita una respuesta inmediata y eficiente ante algún evento que altere las condiciones ambientales, sociales y económicas. Este Plan de Contingencias fue diseñado para las etapas de construcción y operación del proyecto.

El detalle de lo señalado se presenta en la Tabla 13-36 en el anexo B.

Al observar en su conjunto el Plan de contingencia, este fue enfocado en la información, la educación y la capacitación, la coordinación de actores y el establecimiento de vínculos con la comunidad y los actores interesados; así como en la definición y señalización de puntos de encuentro, cotas de seguridad y rutas de evacuación.

Para poder implementar y desplegar el Plan de contingencia, Hidroituango consideró una estructura que involucrara, con diferentes grados de responsabilidad, las siguientes organizaciones:

- EPM: responsable de aspectos económicos, administrativos y relaciones comunitarias; de empresa contratista de construcción, empresa contratista de interventoría, empresa contratista de asesoría y diseño de obras.
- Departamento administrativo del sistema de prevención, atención y recuperación de desastres de Antioquia (DAPARD).
- Comités Locales y Regionales de Prevención y Atención de Desastre (CLOPAD).
- CORANTIOQUIA
- CORPOURABA, no aparece mencionado en el Plan de contingencia del SAD
- Alcaldías¹⁷
- Defensa Civil
- Bomberos
- Cruz Roja
- Ejército
- Policía
- Ingeominas
- IDEAM

¹⁷ En el documento revisado, sólo se señalan explícitamente los municipios de Briceño, Ituango, Liborina, Pequé, Sabanalarga, San Andrés de Cuerquía, Toledo, Yarumal, Valdivia (área de influencia). No se menciona ninguno de los municipios aguas abajo de la presa; excepto por la mención a Margento.

A-8.3.3 Impactos ambientales

En el Capítulo 5 del EIA se desarrolla la evaluación de impactos ambientales que fueron proyectados para los distintos medios, componentes y elementos ambientales de área de influencia del proyecto (donde se emplazan las distintas obras). Este fue complementado con un estudio de 2017¹⁸, realizado para dar respuesta a los requerimientos de ANLA sobre la situación aguas abajo, entre el sitio de presa y el municipio de Nechí.

Sobre este estudio, se debe indicar que, entre los municipios de Briceño y Nechí, y considerando como criterio ordenador la variabilidad geomorfológica del río Cauca, este fue dividido en 9 tramos de análisis, según se muestra en la Figura 13-156 y Tabla 13-37 (Anexo B).

De acuerdo con los documentos utilizados como base, el medio ambiente se desagregó en tres medios (o ámbitos o dimensiones), a saber: i) físico, ii) biótico y iii) social. Al mismo tiempo, cada dimensión tiene diferentes componentes (cinco físicos, dos bióticos y cuatro sociales). De manera análoga, se reconocen diez elementos en el medio físico, dos en el biótico, y 12 en el medio social (Tabla 13-37).

A partir de lo anterior, se elaboró un listado de impactos ambientales potenciales para la situación Ex-Ante, aguas abajo del sitio de presa, que se identifican en la Tabla 13-38¹⁹.

En términos de impactos ambientales potenciales (N= 8; todos de carácter negativo), para los 9 tramos de análisis del río Cauca, se identificaron cuatro (4) en el medio físico, dos (2) en el medio biótico, y dos (2) en el medio social; los cuales se describen en la Tabla 13-39.

La evaluación resumida de los impactos ambientales identificados (Calificación ambiental, CI), así como su justificación, para cada uno de los tramos analizados desde el sitio de presa hasta Nechí, se presentan en la Tabla 13-40 y Tabla 13-41.

¹⁸ Informe Final. Estudio de manchas de inundación del río Cauca aguas abajo del sitio de presa (0006) e inventario aguas abajo sitio de presa (0007). Segunda Etapa (B). Atención resoluciones ANLA y estudios de manchas de inundación e inventario aguas abajo sitio de presa. Este documento presenta información de línea de base de aspectos cartográficos y topobatimétricos, geológicos y geomorfológicos, hidrológicos e hidráulicos, y, socioambientales. Desde el sitio de presa de Ituango, hasta el municipio de Nechí. Con esta información se tuvieron los insumos para la implementación del Plan de Contingencias del proyecto, y la definición a escala 1:5.000 y 1: 2.000 de las manchas de inundación del río Cauca. Estas últimas estuvieron asociadas a las crecientes producidas por el rompimiento de la presa, y los vertimientos producidos para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 500, 1.000 y 10.000 años; y otros eventos contingentes. Este estudio se realizó como parte del requerimiento #720 de ANLA, y se utilizó la Crecida Máxima Probable, de 320.000 m³.

¹⁹ La evaluación de impactos aguas abajo consideró la sección del río Cauca entre los municipios de Valdivia, Tarazá, Cáceres, Caucasia y Nechí. Estuvo referida a los impactos derivados de la retención de sedimentos por el embalse y la socavación del lecho del río Cauca, sobre los diferentes medios, componentes y elementos ambientales.

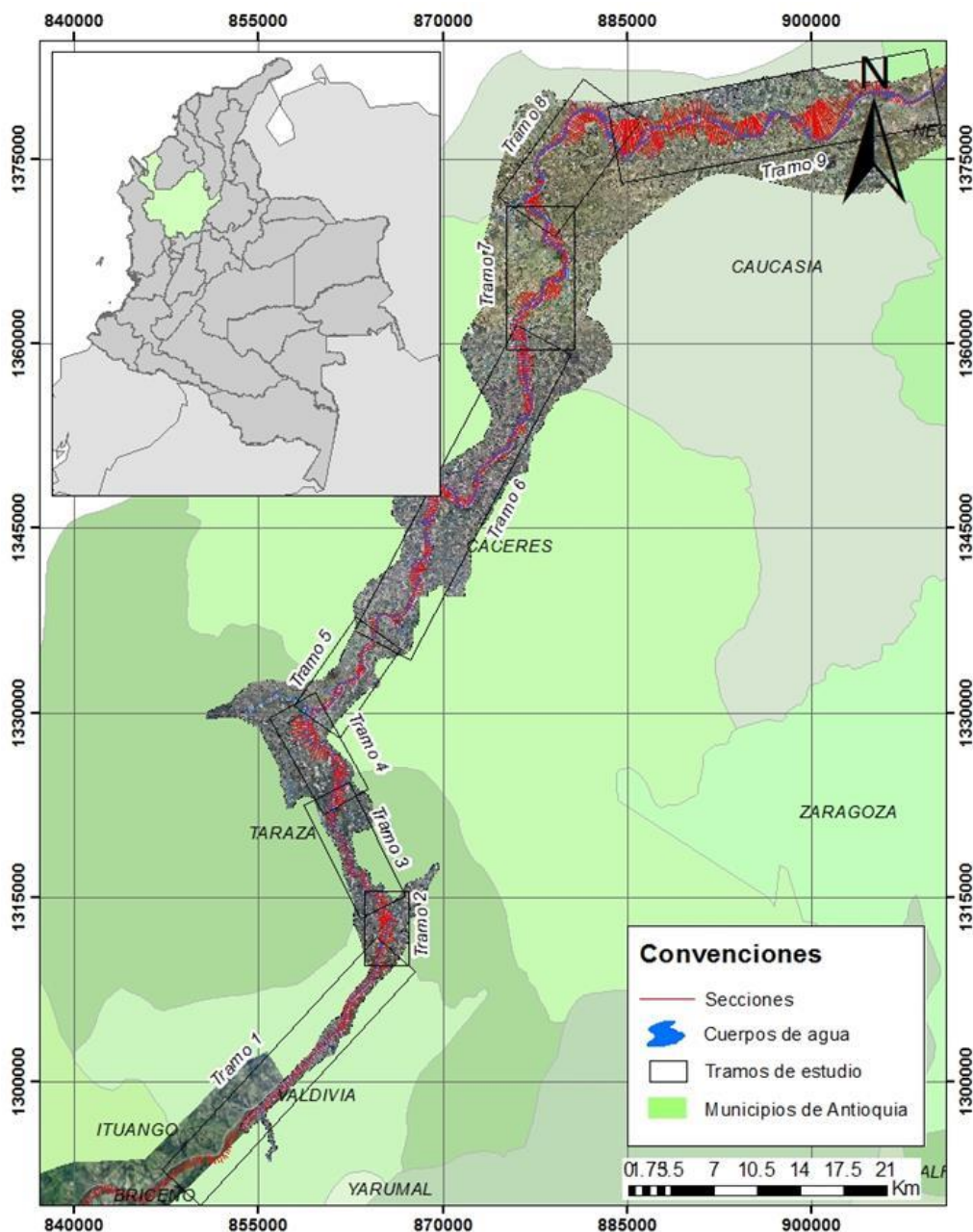


Figura 13-156: División en tramos del río Cauca, entre el sitio de presa y el municipio de Nechí (Integral, 2017b), válido para el escenario Ex-Ante

A-8.4 Situación Ex-Post-1

La situación ex-Post-1, queda definida por todo lo realizado desde el momento de ocurridas las contingencias del 28 de abril y 12 de mayo, y hasta la contención del riesgo de falla de

presa, el 17 de junio²⁰. Sin perjuicio de ello, para lo correspondiente al Plan de Contingencia (PDC), se considera lo realizado hasta mayo de 2019.

A-8.4.1 Riesgos

Se consideraron los riesgos definidos en el escenario Ex-Ante, y el estado en que se encuentran las obras civiles afectadas por las contingencias, a mayo de 2019. En ese sentido, se agregaron nuevos riesgos que, en opinión de Pöyry deben considerarse, y, también, para los riesgos definidos previamente, a la luz de los hechos ocurridos, éstos fueron reevaluados, utilizando los mismos criterios y metodología previa, desarrollada por el consultor del proyecto y EPM.

En este escenario, se mantienen las amenazas exógenas (4) y aumentan la endógenas (5), o propias del proyecto. Lo anterior debido, justamente, a las consecuencias derivadas de las contingencias ocurridas (Tabla 13-42).

Como comentario general, la situación global es más crítica que antes de las contingencias, pues, revisados los supuestos y las probabilidades asignadas en el primer análisis, y considerando la manera en que se han registrado los hechos desde abril de 2018, las probabilidades asignadas a las diferentes amenazas -de acuerdo a la metodología empleada en el EIA- han sido más conservadoras que en el primer escenario, lo que tiene como resultado una situación de mayor riesgo y mayor necesidad de tratar este convenientemente para reducirlo (Tabla 13-42).

La combinación de amenazas (peligros), escenarios, elementos potencialmente afectados, y su evaluación, arroja 36 situaciones de riesgo, que se desagregan en 28 riesgos críticos y 8 riesgos tolerables. No hay riesgos aceptables o tolerables (Tabla 13-42).

Los elementos potencialmente afectados son los mismos que en el escenario anterior (10).

A-8.4.2 Plan de contingencia

Las contingencias de abril y mayo de 2018, y, particularmente, la emergencia derivada del vertimiento del día 12 de mayo (en que súbitamente 6.000 m³/s fueron liberados por el destaponamiento del túnel de desviación derecho, No 2, afectando a la población de los corregimientos de Puerto Valdivia -en el municipio de Valdivia- y El Doce, en el municipio de Tarazá) (Integral, 2017b) hicieron que se activara el Plan de contingencia diseñado en el EIA, actualizado el año 2011 (Punto 4.2, Informe escenarios Ex-Ante, Ex-Post-1) y el Plan de Acción Durante Emergencias (PADE).

Lo anterior, sumado al hecho que el proyecto venía trabajando desde febrero de 2014 con la Cruz Roja Colombiana (CRC) en la gestión del riesgo y la evaluación del componente social, evitó que la emergencia cobrara la vida de personas; no registrándose ningún fallecido ni desaparecido en el transcurso de esta. Cabe destacar aquí que, la elaboración

²⁰ Sin considerar aún el informe del estado de las obras, luego de la evaluación del equipo de ingeniería de Pöyry, que aún se encuentra realizando tareas en campo y gabinete, sobre el particular; y que permitirá realizar el análisis de riesgos en el escenario Ex-Post 2, con vistas a la operación.

del PADE (para el establecimiento de puntos de encuentro y zonas susceptibles de inundarse), utilizó un caudal de 5.000 m³/s, estimado para un Tr de 100 años. Vistos los resultados, y no obstante no es exactamente igual al volumen vertido y al escenario de rompimiento modelado, resultó adecuado y eficaz para evitar una catástrofe.

En ese contexto, cabe señalar que entre marzo de 2017 y el 1 de mayo de 2018, se realizaron las siguientes actividades²¹:

- Talleres de preparación aguas abajo: 295
- Capacitaciones²²: 106 comunidades (10.556 asistentes. Población beneficiada estimada: 17.000 personas. Población potencialmente afectada: 113.000-130.000 personas).
- Identificación de líderes de evacuación: ~344 personas.
- Simulacros de evacuación realizados: 28
- Identificación de puntos de encuentro: 65 (60 de ellos demarcados con rutas de evacuación).
- Sistemas de alerta temprana (SIATA, conectadas al centro de monitoreo técnico de EPM en la obra) instaladas: 58

A marzo de 2019, las actividades realizadas corresponden a:

- Talleres Concejos Departamentales de Gestión del Riesgo de Desastres (CDGDR) Mojana (Cartagena, Montería, Sincelejo): 88 asistentes.
- Talleres CMGRD Bajo Cauca (Cáceres, Caucasia, Nechí, Tarazá, Valdivia): 290 asistentes.
- Talleres CMGDR Mojana (Aché, Ayapel, Caimito, Guaranda, Magangué, Majagual, San Benito Abad, San Jacinto del Cauca, San Marcos, Sucre): 475 asistentes.

Al momento de ocurrir las contingencias, se encontraba en elaboración el Plan de Gestión de Riesgo de Desastres de Empresas Públicas y Privadas (PGRDEPP). Este fue presentado a la autoridad ambiental en los meses de octubre y noviembre de 2018, y en mayo de 2019, se encontraba en etapa de revisión de las respuestas a las consultas formuladas por ANLA.

En este documento, el “Plan de emergencias y contingencias, PEC”, aparece contenido en el manejo del desastre, que corresponde al tercer punto del enfoque integrado para la gestión del riesgo (Conocimiento, Reducción, Atención), mencionado antes.

Los contenidos del Plan de Emergencias y Contingencias (PEC) se presentan en la Tabla 13-43.

²¹ Información levantada en reunión del 26.02.2019, sostenida en la oficinas de EPM en Medellín con Alberto Eusse (EPM, Administrador del contrato Plan de Contingencias) y Ma. Inés Cardona (CRC, Coordinadora con EPM).

²² Tres talleres teórico-prácticos (6-8 horas c/u) en: Plan familiar de emergencia, Plan comunitario de emergencia, Primeros auxilios.

A-8.4.3 Impactos ambientales²³

En el escenario Ex-Post, a partir de la contingencia ocurrida y los nuevos escenarios de riesgo enunciados en la zona aguas abajo de la presa²⁴ (zonas potencialmente afectadas por la mancha de inundación de 368.000 m³/s), se identificaron y definieron los impactos potenciales. Según ocurrieron los hechos, su identificación, descripción, evaluación y justificación, fue acotada la zona donde fueron verificados, entre los municipios de Valdivia y Nechí, y La Mojana, como zona de continuidad.

Así, el análisis se realizó sobre diez tramos del río Cauca y La Mojana (Tabla 13-44, Figura 13-159, y la proyección de la simulación- del vertimiento de 6.000 m³/s (Figura 13-160).

Se consideraron tres medios, ocho componentes y 16 elementos (Tabla 13-45).

Los impactos identificados (N= 13) fueron descritos en sus principales características (Tabla 13-46).

Cabe señalar que el vertimiento del 12 de mayo fue el hecho crítico evaluado. En ese contexto, como no se tienen mediciones ni registros de campo (monitoreos) para todos y cada uno de los impactos definidos, se aplicó juicio experto para asignar los valores, de acuerdo con la escala establecida para cada criterio por la metodología señalada.

Se evaluó un total de 130 situaciones (13 impactos x 10 tramos de río). De estas, 120 (92%) fueron calificados como impactos negativos y 10 (8%), como positivos²⁵ (Tabla 13-47).

De los 120 impactos negativos, 88 (73%) resultaron Poco significativos; 14 (12%) Medianamente significativos; 17 (14%) Significativos; y, 1 (1%) Muy significativo. Todos los impactos positivos (10), resultaron ser Muy significativos (Tabla 13-47).

Como último aspecto de la evaluación de impactos ambientales derivados de la contingencia, se presenta la justificación de los impactos evaluados para los distintos tramos del río Cauca considerados (Tabla 13-48).

²³ Para fines de este trabajo se refirieron como impactos ambientales, las consecuencias derivadas de las contingencias ocurridas en abril y mayo de 2018, y en específico, al vertido súbito e involuntario del 12 de mayo. Sobre el punto, Pöyry entiende que existe una distinción legal entre los *impactos ambientales* como aquellas consecuencias (positivas o negativas) derivadas de la construcción, operación y abandono de un proyecto de inversión, las que se verifican en el área de influencia, que corresponde a los territorios y zonas donde se emplazan las diferentes obras y partes del proyecto en cuestión. Por otra parte, aquellas consecuencias derivadas de la ejecución de alguna de las etapas de un proyecto, que se verifican y tienen repercusión en territorios, zonas y lugares diferentes al área de influencia, se entienden como afectaciones, y su implicancia y obligatoriedad legal para el titular del proyecto, en términos de cumplimiento de medidas de mitigación, compensación o restauración, es diferente. **Dejando establecida la diferencia, se ha elegido hablar indistintamente de impactos ambientales, sin que eso involucre, explicito o indique ninguna obligación particular para el titular; puesto que se trata de un asunto que deberá resolver el regulador, en la instancia correspondiente.**

²⁴ En sentido estricto, los impactos ocurren en las zonas donde se emplazan las obras del proyecto. En este caso sólo en Puerto Valdivia se mantiene esa relación por la existencia de la vía Presa-Puerto Valdivia. Sin perjuicio de eso, los impactos también se definen como alteraciones significativas (fuera del rango de variabilidad natural registrada en la línea base), y en ese sentido deben ser considerados, no obstante, sean referidos como afectaciones potenciales, puesto que, si se manifestaran, sería en el área bajo la presa, que no fue incluida en el EIA presentado y aprobado.

²⁵ Todos los porcentajes asociados al número de impactos según su tipo se han expresado en cifras redondeadas.

A-8.5 Situación Ex-Post-2

Corresponde a lo realizado entre mayo de 2019 y noviembre de 2020.

La principal diferencia de esta matriz Ex-Post-2 con la del escenario anterior, tiene que ver con el reordenamiento de los riesgos, con un mayor detalle descriptivo -en algunos casos- de escenarios y elementos involucrados. También, con una nueva evaluación de la probabilidad de ocurrencia (P) y de la vulnerabilidad (V), y su producto, el Riesgo (R); a partir de los resultados entregados en el informe de ingeniería, y los avances mostrados en diferentes documentos por el proyecto en la recuperación de las obras civiles comprometidas con la contingencia, y hasta la primera mitad de noviembre de 2020.

En el escenario Ex-Post-2 evaluado, el área de afectación está comprendida entre aguas abajo de la presa (Puerto Valdivia) y el municipio de Nechí. Toda esa zona corresponde a la que se vio afectada e involucrada durante el vertimiento súbito de 6.000 m³/s, el 12 de mayo de 2018, por destaponamiento del túnel derecho. En el análisis realizado se dejó fuera el territorio involucrado en la modelación del vertimiento sin que opere ninguna de las compuertas del vertedero, aumentado con sedimentos (368.000 m³/s; áreas de alta consecuencia), pues se considera que el riesgo de colapso total de la presa ha sido sorteado con éxito, y será monitoreado y controlado adecuadamente para mantener ese riesgo en el mínimo. Por otra parte, la UNGRD, en la circular 032 (26.07.19), cambió los niveles de alerta, para Puerto Valdivia, a naranja, ya para el resto -Tarazá, Cáceres, Caucasia y Nechí- amarillo.

A-8.5.1 Riesgos

A partir de una síntesis panorámica de las obras civiles afectadas por la contingencia y su recuperación y rehabilitación para el periodo mayo 2019 – noviembre 2020, es posible afirmar que: i) la construcción de la presa ha sido completada, ha sido impermeabilizada e instrumentada, ii) se tiene un alto nivel de seguridad de la presa, iii) en la zona de rellenos persiste una filtración del orden de 8 m³/s que hasta ahora no arrastran sedimentos, y no representa un problema (sin perjuicio de lo anterior, las filtraciones -bajo la cota 237,5 m- deben controlarse), iv) los trabajos de recuperación, rehabilitación, electrificación, iluminación e instrumentación, avanzan en todas las obras.

Al cruzar la revisión sinóptica y panorámica de las obras (Tabla 13-29) con la matriz de riesgos del proyecto para el estado Ex Post 1, esta se ajustó en estructura y contenidos, y luego se evaluó. El resultado arrojó un total de 27 situaciones que pueden identificarse como de riesgo en el escenario Ex Post 2, o escenario actual (Tabla 13-30).

El seguimiento hecho por el Centro de Monitoreo Técnico -CMT- indica que la situación global de la presa es de estabilidad. Sin perjuicio de ello, aún quedan decisiones de diseño y construcción que evaluar y zanjar. Por otro lado, cabe considerar que mientras el proyecto se encuentre inconcluso, el riesgo en algunos casos puede ser alto. Por ejemplo: mientras no exista descarga intermedia auxiliar y la regulación del embalse dependa únicamente del vertedero, ante una falla de este, eventualmente sería necesario que las aguas fueran desviadas por la casa de máquinas. Es el riesgo más alto que enfrenta el proyecto actualmente (Tabla 13-30).

Las 27 situaciones de riesgo corresponden a 9 riesgos críticos, 11 riesgos tolerables y 7 riesgos aceptables (Tabla 13-30).

Cabe destacar y subrayar, que todos los riesgos críticos del escenario Ex-Post-2, se asocian y/o derivan de la situación de uso permanente del vertedero. En cuanto esta se regularice y el agua pueda ser conducida de acuerdo al diseño original -cuyo volumen irá aumentando en medida que entren en operación las distintas unidades generadoras- esos riesgos críticos debieran disminuir su calificación a Tolerable o Aceptable (Tabla 13-30).

Tabla 13-29: Síntesis panorámica de avances de trabajos de rehabilitación y recuperación, en el periodo 05.2019-11.2020, en diferentes obras y partes del proyecto, afectadas por la contingencia en 2018

| Obras y Partes | | Trabajos realizados | | | | | |
|-------------------|-------|---------------------|--|---|---|--|--------------------------------|
| | | 2020.11 (a) | 2020.01-07 (i) | 2019.07-12 (h) | 2019.01-06 (e) | 2019.09 Presa (f) | EPM 2018- 2020.05 (g) |
| Presa y Vertedero | Presa | _____ | 1. Perforaciones e inyecciones de consolidación del núcleo de la presa. 2. Drenajes en el espaldón aguas abajo. 3. Obras de urbanismo. 4. Electrificación, iluminación. | 1. Cota presa: 437 msnm (contra flecha). 2. Se terminó pantalla plástica. 3. Máxima seguridad en la presa. 4. Electrificación e instrumentación. | 1. Se terminó pantalla corta flujo en febrero entre cotas 380 y 418 msnm. 2. Se instalaron extensómetros magnéticos en el núcleo de la presa y once piezómetros. 3. En abril de 2019 se terminó el sello entre la pantalla corta flujo y los rellenos de la presa. 4. Perforaciones e inyecciones cortina profunda en margen derecho (galerías 265 y 380) e izquierdo (galería 250). | Instrumentación para medir deformación y presión. Núcleo de presa: estable. | _____ |

| Obras y Partes | | Trabajos realizados | | | | | |
|------------------------|----------------------------------|---|--|--|--|---|--|
| | | 2020.11 (a) | 2020.01-07 (i) | 2019.07-12 (h) | 2019.01-06 (e) | 2019.09 Presa (f) | EPM 2018- 2020.05 (g) |
| | | | 5. Perforaciones e inyecciones de cortina profunda (margen izquierda). | 5. Obras de urbanismo y vía sobre la presa. 6. Inyecciones de cortina profunda en la margen izquierda. 7. Construcción de tapones. | | Margen izquierdo: estable. Sin embargo, las lluvias aumentan la inestabilidad. Obra general: estable. | |
| | Filtraciones | | _____ | Se deben seguir reperforando y sellando los puntos de infiltración. Bajo la cota 273,5 msnm | Han disminuido, pero continúan (~8 l/s en llenos de la presa). | 7,84 l/s en el lleno prioritario. | _____ |
| | Vertedero | _____ | Reparaciones y complementaciones. | _____ | _____ | Instrumentación (dianas, piezómetros, inclinómetros, extensores). Obra estable. | Mantenimiento. |
| Captación y conducción | Plazoleta y pozos de compuertas. | Compuertas principales en pozos de aducción 3 a 6. 65% (b) | Limpieza, rehabilitaciones, perforaciones, pruebas. | Actividades de rehabilitación y reforzamiento. Inyecciones de consolidación. Anclajes, concretos. Dragado y limpieza de vanos. Verticalización de compuertas. | | _____ | Despeje, montaje. Relleno de oquedades |
| | Pozos de conducción 1 y 2 | Retiro de sedimentos ~62-72% | _____ | _____ | | | |
| | Túnel conducción superior 4 | Revestimiento ~22-65% | Perforaciones e inyecciones de aglutinamiento. | _____ | _____ | | _____ |

| Obras y Partes | | Trabajos realizados | | | | | |
|---------------------|---|--|---|--|---|--|--------------------------------|
| | | 2020.11 (a) | 2020.01-07 (i) | 2019.07-12 (h) | 2019.01-06 (e) | 2019.09 Presa (f) | EPM 2018- 2020.05 (g) |
| Central subterránea | Captaciones (1 a 4) | Trabajos subacuáticos (remoción de basura, rejas, reparación de concretos e instalación de mamparos mecánicos en las compuertas. 0% | _____ | Inspecciones preliminares (Marina). | Dragado y limpieza de vanos. Verticalización de compuertas. | | _____ |
| | Galerías y túneles de acceso | > 9% | Estabilizaciones, rehabilitaciones, saneamientos, limpieza, electrificación, armados, montajes, iluminación, pruebas. | Bombeo de agua, retiro de escombros, instalación de electricidad y luminarias, rehabilitación, relleno de oquedades. | | Instrumentación LIDAR y dianas reflectivas para medir deformaciones. Situación: Estable. | _____ |
| | Galerías de construcción | ~56-80% | | Limpieza y rehabilitación. | | | |
| | Cavernas de máquinas, transformadores. | ~9-97% | | Bombeo, electrificación, luminarias, rehabilitación, instrumentación. | _____ | | _____ |
| Almenaras | ~95-100% | | | | | | |
| Descargas y tapones | Descarga intermedia | Revestimiento o galería de acceso a cámara de compuertas. ~58-100% | Reparaciones y revestimientos. | Se busca conectarla con el túnel de desvío derecho -TDD- para <i>by-pass</i> y tapón 2. Labores de reforzamiento. Electrificación. Cierre de compuertas. | | _____ | Continuar labores previas. |
| | GAD y Descarga intermedia - Apoyos y anclajes | ~83-100% | Instalación tuberías. | | | | _____ |
| | GAD y Descarga intermedia - <i>By Pass</i> Compuertas | ~52-95% | Construcción de tapones verticales en pozos de compuertas GAD, construcción del <i>by-pass</i> | Reparación, adecuación y sellado de compuertas de la GAD y la descarga de fondo. Estable. | Dragado y limpieza de vanos de compuertas de la GAD. Verticalización. | _____ | _____ |

| Obras y Partes | Trabajos realizados | | | | | |
|----------------------|---|--|--|--|---|--------------------------------|
| | 2020.11 (a) | 2020.01-07 (i) | 2019.07-12 (h) | 2019.01-06 (e) | 2019.09 Presa (f) | EPM 2018- 2020.05 (g) |
| Túnel desvío derecho | Pre-tapón 1. | | Perforaciones exploratorias. | Perforaciones para el lanzamiento de concreto. Inyección de barrenos para consolidación del pre-tapón, desde el túnel de la descarga intermedia. | | Continúan trabajos |
| | Pre-tapón 2. Túnel de desvío derecho. | ~52% | Perforaciones para micropilotes, tubería metálica e inyecciones. | Inyecciones, instalación de micropilotes de acero. Excavaciones para anclajes de tuberías. Perforaciones al TDD. | | |
| | Galería de construcción del tapón definitivo del túnel de desviación derecho. | _____ | _____ | _____ | Excavación de galería de conexión a la Galería G3, para la construcción del tapón definitivo del túnel derecho y reforzamiento del tapón del túnel izquierdo. | _____ |
| | Túneles descarga 1 a 4 | _____ | Bombes de drenaje, retiro de escombros, limpieza, rehabilitación | _____ | _____ | _____ |
| Taludes | Romerito y margen izquierda | Tratamientos y reforzamientos de zonas inestables y derrumbes. | | | Instrumentación (dianas reflectivas, inclinómetros, piezómetros, celdas de carga, controles superficiales). | _____ |
| | Excavación hasta cota 600. | 99% | _____ | _____ | | _____ |
| | Excavación entre cotas 600 y 570. | 0% | _____ | _____ | | _____ |

| Obras y Partes | Trabajos realizados | | | | | | |
|---|---|-------------------|--|--|---|--------------------------------|-------|
| | 2020.11 (a) | 2020.01-07 (i) | 2019.07-12 (h) | 2019.01-06 (e) | 2019.09 Presa (f) | EPM 2018- 2020.05 (g) | |
| Estabilización vía sustitutiva - Vía Tenche | ~5-54% | _____ | _____ | | | | |
| | Instrumentación vía sustitutiva - Vía Tenche | 0-100% | _____ | _____ | | | |
| | Tratamiento vía sustitutiva - Ituango | ~5-12% | _____ | _____ | | | |
| | Tratamiento sector helipuerto Villa Luz | ~2-100% | _____ | _____ | | | |
| | Instrumentación helipuerto Villa Luz | 45% | _____ | _____ | | | |
| Monitoreo | Centro de Monitoreo Técnico, CMT. | _____ | Registro continuo. 24 h, 365 d/año. Informa climatología, hidrología, sismología y geotecnia. 2.384 variables y parámetros: 1.265 variables geotécnicas superficiales; 1.447 variables geotécnicas subterráneas; 93 variables hidrométricas, entre otras. Red de monitoreo sismológico con 8 sismógrafos, 5 acelerógrafos, 7 satélites y dos redes a través de GNSS (NVSTAR, 6 routers; Servicio Geológico, 3 routers). ~500 variables corresponden al proyecto Ituango. Estado general del proyecto: Estable. | | | _____ | _____ |
| Infraestructura | Mantenimiento y mejoramiento de vías principales, de acceso y del proyecto (vías de circulación e industriales) (c), (d). | 100% | Rehabilitación y equipamiento del túnel vial. | | _____ | _____ | |
| | | | Rocería, limpieza. Tratamiento de taludes. Manejo del riesgo y la contingencia. | | | | |
| | | | _____ | Fortalecimiento de brigadas de emergencia. | _____ | _____ | |
| Otros | Inyecciones de consolidación del macizo en la margen derecha y en las galerías de la presa. | ~50-80% | _____ | _____ | Hubo un asentamiento de 0,8 m hacia el estribo derecho, principalmente. | _____ | _____ |

- (a): Presentación Consorcio Ingetec-Sedic S.A. - Al 17 de noviembre 2020. (Ingetec-Sedic S.A., 2020)
- (b): Estimado como avance respecto del diseño aproximado (m) vs. el acumulado (m); o expresado como rango entre el tratamiento de recuperación menos y más avanzado en su ejecución.
- (c): Vías: Puerto Valdivia-Presa, San Andrés-El Valle, El Valle-Presa, Campamentos-Bombillo, Presa-Bombillo. Vías de proyecto (circulación e industriales).
- (d): Se califica como 100% porque se trata de una actividad permanente.
- (e): ICA 19. 01-07.2019. (Ingetec-Sedic S.A., 2019c)
- (f): I-2194 Presa. 2019. (Integral Ingenieros Consultores, 2019)
- (g): EPM. Cronología 04.2018-05.2020. (EPM, 2020b)
- (h): ICA 20. 08-12.2019. (Ingetec-Sedic S.A., 2019b)

Fuente: Elaboración propia a partir de EPM, Ingetec-Sedic S.A., Integral Ingenieros Consultores.

Tabla 13-30: Matriz de evaluación de riesgos del proyecto, para el periodo 05.2019 – 11.2020, Escenario Ex-Post-2

| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(c) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | Riesgo | Comentario |
|------|----------------|-------|---|-----------------------------|----------------------|---------------------------|--|--|---|----------------------|--|
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | Nivel ^(e) | |
| | | | | Exógenas | Movimientos sísmicos | | | Subducción, fallas locales o regionales. | Desestabilización de obras y/o taludes. | Frecuente | |
| | | | Asentamiento excesivo que genere flujo sobre la cresta de la presa por rebosamiento del embalse (<i>overtopping</i>). | Improbable | 1 | Puerto Valdivia - Nechi | Modo de vida ^(g) de las comunidades en el área de influencia y aguas abajo del proyecto. MDV-CC | Leves | 2 | 2 | SMC: > 2.500 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,45-0,61 g. Valores ajustados según estudio Amenaza Sísmica (Integral, 2010) Sugerido: actualizar con ICOLD (2016, Amenaza sísmica) |
| | | | Deslizamientos en masa que produzcan ondas (olas) que sobrepasen la altura de la estructura de retención. | | | | | | | | La presa ha sido construida en su totalidad, con una altura de 435 m.s.n.m. en su cresta, y una revancha de 25+ m , lo que otorga un alto nivel de seguridad para estas situaciones. |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|---------------------------|---|--|-----------------------------|---------|---|--|-------------------------------|---------|--------|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | Crecientes e inundaciones | Situaciones de cambio climático o fenómenos de alcance global (La Niña) que provoquen crecientes excepcionales. | Crecidas inusuales que podrían afectar a los habitantes ribereños en Valdivia, Tarazá y Cáceres, especialmente | Ocasional | 3 | Cuenca del río Cauca, aguas abajo de la presa (área de afectación potencial del proyecto). Puerto Valdivia -Nechí | MDV-CC | Leve | | 6 | CMP: 25.300 m ³ /s. Utilizado para el diseño del vertedero y demás obras. El diseño del embalse y el vertedero están preparados para esa situación, a partir de los valores de diseño utilizados. |
| | | | | | | | Población vinculada a las obras del proyecto (trabajadores, contratistas, interventores, etc). | Leve | 2 | 6 | Su afectación es circunstancial. En la medida que la obra avanza y concluye, su riesgo disminuye. |
| | | | | | | | PPTF | Leve | 2 | 6 | Puede afectar brevemente la conectividad y los flujos económicos en la zona comprometida. |
| | | | | | | | IFE | Leve | 2 | 6 | Potencial de afectar vía a Puerto Valdivia, aguas abajo. |
| | | | | | | | BR-FP | Insignificante | 1 | 3 | Las crecidas históricas son parte de la variabilidad natural del ecosistema, y, en ese sentido, existe capacidad de adaptación y resiliencia a los nuevos escenarios. |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|---|--|---|-----------------------------|---------|---------------------------|---|-------------------------------|---------|--------|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | Desprendimiento de bloques, deslizamientos, derrumbes y desestabilización de taludes. | Movimientos en masa en sectores de topografía escarpada. Inestabilidad de macizos rocosos adyacentes a excavaciones subterráneasIn estabilidad de | Generación de olas que sobrepasen la altura de la presa (<i>overtopping</i>). | Remota | 2 | Embalse | OOP IFE MDV-CC | Leves | 2 | 4 | La generación de olas dentro del embalse y/o las obstrucciones que dificulten o impidan el flujo como ha sido diseñado para la presa, podría derivar en un <i>overtopping</i> , que representa un factor de falla. Sin embargo, la cresta de la presa se encuentra con una altura de 435 m.s.n.m, y la revancha tiene una altura de 25+ m; todo lo cual implica un mayor grado de seguridad que previene y mitiga de modo importante la ocurrencia de estas situaciones de riesgo. |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|----------------|--|--|-----------------------------|---------|---|---------------------|-------------------------------|---------|--------|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | | taludes en cortes de terreno en construcciones de vía. Deslizamiento Romerito en margen derecho del río. Lluvia. | Obstrucciones, taponamientos, afectación de otras obras. | Remota | 2 | Arrastre de material vegetal de grandes dimensiones y/o cantidades. Obstrucción de compuertas. Caída de rocas en plataforma de compuertas. Obstrucción de la descarga intermedia. Obstrucción de vertedero. | OOP | Grave | 3 | 6 | Las obstrucciones pueden incidir en los niveles del embalse, en la medida que interfieran con la operación habitual de este en el vertimiento para mantener el nivel de agua. |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario | |
|----------------------------|----------------|-------|---|---|---------|---------------------------|---|-------------------------------|---------|--|---|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | | Nivel ^(e) |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | | |
| Subsidencia o hundimiento. | | | Aporte de sedimentos al embalse de la presa. | Frecuente | 5 | Embalse. | Recurso suelo. RSS BR-FP | Insignificante | 1 | 5 | En el largo plazo, el aporte de sedimentos no alcanzaría a incidir en la vida útil del embalse. | |
| | | | Desestabilización y derrumbamiento de las paredes o techo de la excavación, durante la extracción de material del subsuelo. | Hundimiento y fractura por desconfinamiento del macizo. | Remota | 2 | Zonas de disposición de sobrantes de excavación, vías de acceso, sitios de obras. | MDV-CC | Leve | 2 | 4 | No debiera representar riesgo para la vida, sino para las actividades desarrolladas, de modo temporal y reversible. Los trabajos y obras de reparación y recuperación han incorporado una cantidad importante de medidas para aumentar la seguridad de las obras y hacerlas completamente operativas. No obstante, deben concluirse para que el nivel de riesgo sea el mínimo. |
| | | | | | | | | OOP | Leve | 2 | 4 | Afectación puntual pero eventualmente estratégica. |
| | | | | | | IFE | Leve | 2 | 4 | Puede afectar por la conectividad temporal y brevemente y los flujos económicos en la zona afectada. | | |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|---|--|---|-----------------------------|---------|--|--|-------------------------------|---------|--------|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| Endógena | Falla de presa | Falla estructural. (tubificación) Evento sísmico. Crecientes excepcionales. Fallas materiales. (falla de compuertas) Fallas humanas. | Devastadora | Remota | 2 | Aguas abajo de la presa, entre Valdivia y Nechí. | MDV-CC PPTF IFE OOP BR-FP | Grave | 3 | 6 | La presa está diseñada con el criterio de máxima seguridad y está su construcción está finalizada, no obstante existen algunas filtraciones (que no representan riesgo de falla), que deben ser resueltas. El monitoreo continuo permite anticipar el comportamiento de la presa y registrar las anomalías que surjan, pudiendo alertar convenientemente a la población vinculada a las obras, como a las comunidades aguas abajo de la presa. |
| | Destaponamiento de túneles de evacuación o GAD. | Liberación súbita de los materiales que obstruyen los túneles de | Inundación y afectación de la población y su dinámica habitual de vida; deterioro o destrucción | Improbable | 1 | | MDV-CC OOP IFE FR-FP | Graves | 3 | 3 | Se ha avanzado de modo importante en la construcción de pre-tapones y tapones para el cierre de los túneles de desvío, de la GAD y de la descarga intermedia, aumentando notablemente el factor de seguridad para |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|---|-----------------------------|----------------------|--|-----------------------------|---------|---|---|-------------------------------|---------|--------|--|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(c) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | | evacuación y la GAD. | de viviendas, infraestructura, equipamiento, componentes ambientales, recursos naturales, servicios ecosistémicos de la zona y el territorio aguas abajo de la presa (Valdivia-Nechí). | | | | | | | | disminuir la probabilidad de ocurrencia de este riesgo. |
| Inundación cavernas o casa de máquinas. | Caverna o casa de máquinas. | | Suspensión y retraso en la construcción y entrada en operación del proyecto. | Probable | 4 | Retraso de la entrada en operación de la descarga intermedia. | Proyecto. PYT | Grave | 3 | 12 | Aumento significativo en los costos y pérdida de oportunidades de negocio (por segunda vez en el ciclo del proyecto) |
| | | | | | | Falla del vertedero. | Infraestructura de la caverna. IFCM | Catastrófica | 4 | 16 | Mientras el vertedero sea la única obra que permita la regulación del nivel del embalse, en caso de falla sería, el agua se tendría, nuevamente, que evacuar por la casa de máquinas. |
| | | | | | | | Equipos y maquinarias. EQM | Catastrófica | 4 | 16 | Es prioritario avanzar y concluir los trabajos de recuperación y rehabilitación para que todos estos riesgos críticos, disminuyan significativamente, una vez que las unidades de generación vayan entrando en operación, de modo que el agua circule de acuerdo al diseño, y se libere el vertedero |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|------------------------------------|----------------|--|---|-----------------------------|---------|---|--------------------------------|-------------------------------|---------|--------|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| Operación extendida del vertedero. | | Imposibilidad de usar la descarga intermedia ni de turbinar el agua. | Riesgo de falla estructural. | Probable | 4 | Inspección, rediseño, restauración, reconstrucción de túneles de conducción, caverna de máquinas, bóveda de transformadores, almenaras y obras asociadas. | Vertedero VTD | Catastrófico | 4 | 16 | de la operación continua a la que lleva sometido por dos años. Es, sin duda, el mayor riesgo para todo el proyecto y debe ser mitigado lo antes posible. |
| | | | Pérdida de estabilidad de las laderas por pérdida de vegetación y saturación del suelo con vapor de agua. | Probable | 4 | | Casa de máquinas CMQ | Catastrófico | 4 | | |
| | | | Alteración del lecho del río por socavación y acreción por transporte de sedimentos de la caída del agua. | Probable | 4 | Retraso en instalación y operación de máquinas y equipos de generación por las contingencias ocurridas | EQM | Grave | 3 | | |
| | | | Eliminación de la vegetación al frente del vertedero por saturación de | Probable | 4 | | | | | | |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario | | |
|----------|----------------|-------|---------------------|--|--|--|---|---|------------|---|--|----------------------|--|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(c) | | Escenarios ^(f) | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | | Nivel ^(e) | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | | | |
| | | | vapor de agua. | | | equipos de generación por las contingencias ocurridas. | Lecho ribereño, transporte de sedimentos. TSS | Grave | 3 | 12 | Variaciones en las características fisicoquímicas del cuerpo de agua. | | |
| | | | BR-FP | | | | Leve | 2 | 6 | Alteraciones en la distribución y abundancia. Sin embargo, la biota tiene capacidad de regeneración en el corto, mediano y largo plazo. | | | |
| | | | Cese de actividades | Orden de la autoridad ambiental. Dictamen judicial adverso. | Retraso en la construcción y entrada en operación. | Probable | 4 | No cumplimiento de las medidas preventivas (cautelares) | PYT | Graves | 3 | 12 | Aumento significativo de los costos y pérdida de oportunidades de negocio. |
| | | | | | Cancelación del proyecto | Remota | 2 | Falta de seguridad de las obras civiles. | | Graves | 3 | 6 | |
| | | | | | | Falta de seguridad para las comunidades aguas abajo de la presa. | MDV-CC | Graves | 3 | 6 | El riesgo pasa a ser un factor permanente en la vida de las comunidades. | | |

(a): **SBO**: sismo básico de operación; **SMP**: sismo máximo probable; **SMC**: sismo máximo creíble (Nivel máximo de movimiento para el diseño. Pueden existir daños, pero no descarga descontrolada). Valores de acuerdo con Estudio Amenaza sísmica (Integral, 2010)

(b): área de afectación potencial = *aguas abajo de la presa (Valdivia-Nechi)*.

(c): 1: Improbable (f= 1/50 años); 2: Remota (f= 1/25 años); 3: Ocasional (f= 1/10 años); 4: Probable (f= 1/5 años); 5: Frecuente (1/1 año).

(d): 1: Insignificante (Tiene consecuencias de baja intensidad, puntuales, fugaces, de efecto secundario y recuperables de manera inmediata o reversibles en el corto plazo. No se producen lesiones personales incapacitantes); 2: Leves (Tiene consecuencias de mediana intensidad, puntuales, temporales, de efecto directo y recuperable o reversible en el mediano plazo, Ocasiona lesiones leves o incapacidad temporal a las personas); 3: Graves (Tiene consecuencia de alta intensidad, extensas, temporales, de efecto directo, mitigable o reversible en el largo plazo. Generan lesiones graves o incapacidad parcial permanente en las personas); 4: Catastróficas (Tiene consecuencias de muy alta intensidad, muy extensas, permanentes, de efecto directo, irrecuperable e irreversible. Generan muerte o incapacidad total y permanente a las personas).

(e): Riesgo = Probabilidad X Vulnerabilidad. **1-4: Aceptable**: no representan una amenaza significativa y sus consecuencias no son graves; **5-8: Tolerable**: representa un nivel de amenaza alto y pueden ocasionar daños significativos. Requieren de planes de atención; **>9: Crítico**: pueden causar daños graves. Requieren de planes de atención prioritarios, a corto plazo y monitoreo intensivo.

(f): Escenarios: se entienden como el lugar de ocurrencia de una situación, y/o, como una situación configurada a partir de causales conocidas.

(g): Modo de vida: es el modo habitual de existir y desenvolverse en el lugar que se habita, y por extensión, en sentido amplio, incluye las dinámicas sociales y ambientales de un lugar -un territorio- en un tiempo determinado.

Fuente: Elaboración propia a partir de: i) Tabla 5-1 del Anexo 1; ii) Informe de ingeniería de Pöyry; iii) Estado de avance de obras de mitigación (Referencias bibliográficas)

A-8.5.2 Plan de contingencia

Hoy en día, existe una versión de diciembre de 2020 del Plan de Gestión de Riesgo de Desastres de Empresas Públicas y Privadas (PGRDEPP). Anteriormente, en mayo de 2019, se radicó la versión 2 en ANLA. Y posteriormente, se han hecho dos actualizaciones: las versiones 3²⁶ y 4²⁷. Ninguna de las dos últimas versiones actualizadas ha sido radicada en ANLA según el conocimiento de Pöyry. Como se indica en la última versión de diciembre, “es un documento en constante actualización, debido a la dinámica de los escenarios de riesgo, el avance en sus medidas de intervención, la generación de datos e información, y la implementación de las actividades de preparación de la respuesta”.

Tal como para el escenario Ex-Post-1, en la versión 4 de este documento, el “Plan de emergencias y contingencias, PEC”, aparece contenido en el manejo del desastre, que corresponde al tercer punto del enfoque integrado para la gestión del riesgo (Conocimiento, Reducción, Atención).

Los contenidos del Plan de Emergencias y Contingencias (PEC) de la versión 4 del PGRDEPP, dan cuenta de:

- PEC por falla por tubificación y rotura de presa (para un escenario de 368.000 m³/s, como el peor, con un tiempo de arribo a Puerto Valdivia, 37 km aguas abajo, de 48 minutos),
- PEC por creciente súbita aguas abajo del proyecto, por destaponamiento de la GAD²⁸, para un caudal pico de 8.100 m³/s en la fase de construcción y un tiempo de arribo a Puerto Valdivia de 6,3 horas (con una cota de 409 msnm y un caudal evacuado por el vertedero de 2.656 m³/s).

La población potencialmente afectada entre Valdivia y Nechí se estima en 113.000 personas. El número de viviendas expuestas, 28.584, distribuidas ambas -población y viviendas- en un total de 106 sectores (Hidroeléctrica Ituango S.A., 2018).

Cuando el territorio potencialmente afectado se amplía a La Mojana, para un total de 20 municipios más, considerando el escenario maximizado de rotura de presa y sedimentos (369.000 m³/s), se suma una población de 240.926 personas, 49.041 viviendas, y 386 sectores.

La comunidad asociada al proyecto (trabajadores, contratistas, interventores, otros) es de 2.156 personas.

²⁶ Versión 3 (30.06.2020); incorpora una actualización del Plan financiero, y una del Plan de Emergencias y Contingencias (PEC) en su tercera versión.

²⁷ Versión 4 (09.12.2020), donde se modificó el capítulo de “Elementos expuestos, capacidades y análisis de riesgo”.

²⁸ Como fue señalado antes, considerando los trabajos de recuperación y la preparación de pre-taponos y taponos, este escenario tiene una probabilidad muy baja de ocurrir).

La infraestructura y equipamiento expuestos aguas abajo de la presa (entre Valdivia – Nechí) corresponde a puentes, comercio, hospitales, aeropuertos, colegios, entre otros. En total 4.691 elementos (3.594 en Antioquia y 1.097 en La Mojana). Además, existen otros 175 elementos y obras del proyecto que también están expuestos.

La última versión del PEC contenida en el PGRDEPP, en su revisión de diciembre de 2020, presenta una estructura y organización lo suficientemente detallada, donde se establecen, entre otros:

- Los tiempos de arribo del caudal pico, los municipios, la población, las viviendas y sectores, potencialmente afectados, dependiendo del escenario de falla del que se trate (según se dijo antes);
- La infraestructura, obras y equipamiento expuestos,
- La población asociada expuesta,
- Los recursos (equipamiento y soporte) disponibles²⁹ entre los diferentes actores,
- Los componentes de preparación para la respuesta (y las actividades - capacitaciones, simulacros- realizadas),
- Las reparticiones gubernamentales (entre el nivel nacional y el local) y organizaciones involucradas,
- Una estructura de dirección y coordinación de respuesta dependiendo del escenario que ocurra,
- Mecanismos entre instituciones para una respuesta efectiva ante la emergencia,
- Roles, responsabilidades, protocolos de acción para de los diferentes involucrados (Incluyendo nombre, rol a desempeñar y número telefónico de los distintos involucrados.),
- Niveles de la emergencia y su activación,
- Espacios de coordinación entre actores,
- Servicios de respuesta,
- Plan de inversiones de gestión de riesgo de desastres,
- Actividades de implementación del PGRD-PHI (Hidroeléctrica Ituango S.A, 2020).

En resumen, el proyecto cuenta con un plan de emergencia y contingencia lo suficientemente estructurado y detallado para realizar un manejo adecuado y eficaz de los escenarios de riesgo presentados anteriormente.

²⁹ Entre otros, el sistema de alerta temprana (SAT) cuenta con 123 sirenas de distinto tipo, instaladas y operativas, en las obras del proyecto, y entre los municipios de Valdivia y Nechí. También existen 262 puntos de encuentro (sumando a los municipios anteriores a Briceño e Ituango).

A-8.5.3 Impactos ambientales

Para el escenario Ex-Post-2 se identificaron, describieron, evaluaron y justificaron, doce impactos ambientales, para la zona de aguas abajo, entre Valdivia y Nechí, y La Mojana como zona de continuidad; que inciden sobre 14 elementos y ocho componentes ambientales, correspondientes a los medios abiótico, biótico y social. El análisis fue hecho sobre nueve tramos del río Cauca y La Mojana (Tabla 13-37 en el anexo B y Figura 13-159).

Se identificaron 12 impactos ambientales asociados al escenario Ex-Post-2. El más relevante -por su incidencia directa y determinante en las obras civiles afectadas y la estabilidad del proyecto en general, se relaciona con el componente Geología, y los elementos de Geomorfología y Estabilidad de taludes. Su identificación y descripción derivan de las inspecciones, observaciones, hallazgos y soluciones -con distinto grado de implementación- señaladas y desplegadas con posterioridad a las contingencias de abril y mayo de 2018 (Tabla 13-31, Tabla 13-32).

La evaluación de impactos se realizó sobre un total de 140 celdas³⁰, para 12 impactos identificados en el escenario Ex-Post-2 (Tabla 13-33).

De estos, 10 impactos (7% del total de impactos, cifras redondeadas) resultaron positivos y 130 (93%) fueron negativos. Hubo 10 impactos Muy significativos de carácter positivo (7%) y uno Muy significativo de carácter negativo (0,7%). También, 128 impactos (91%) resultaron ser Poco significativos, 1 (0,7%) Medianamente significativos, y 11 impactos (8%) Muy significativos, como se dijo antes (Tabla 13-33).

Cabe destacar que el componente Geología fue significativa y críticamente impactado por los acontecimientos de abril y mayo de 2018, y que las actividades, trabajos y obras de recuperación y rehabilitación realizadas -y por realizar- buscan mitigar dicho impacto, incrementar la seguridad, el control y la gestión del proyecto, para que este pueda concluir y pasar a fase de operación sin dilaciones (Tabla 13-33). Durante el periodo considerado en el escenario Ex-Post-2, el estado general de las obras y el proyecto puede considerarse estable. No obstante, y sin perjuicio de ello, aún es necesario resolver asuntos cruciales en escenarios de corto (uso prolongado del Vertedero), mediano y largo plazo (filtraciones de la presa, obras subterráneas, descargas del embalse para regulación de su nivel).

También se debe indicar que para realizar la evaluación y atendiendo la escala de análisis, se definió que: i) los tramos 1 y 3 del río Cauca corresponden a secciones encañonadas, ii) los tramos 2, y 6 a 10 corresponden a planicie, y, iii) los tramos 4 y 5 a secciones mixtas de cañón y planicie. Para fines de la evaluación y su escala, sólo se han distinguido las secciones encañonadas como distintas a las demás; y los tramos 8 y 9 se han considerado suficientemente alejados como para estimar valores menores en algunas de las características de los impactos identificados y calificados (Tabla 13-33: Evaluación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2 (Tabla 13-33, Tabla 13-34).

³⁰ Que representan 14 elementos ambientales X (9 tramos del río Cauca + La Mojana); y cuya evaluación fue realizada en función de aspectos tales como: Carácter, Probabilidad de ocurrencia, Magnitud, Duración, Vulnerabilidad e Incidencia No Cuantificable; de acuerdo a la metodología de Arboleda, utilizada en el Estudio de Impacto Ambiental aprobado y sus modificaciones.

Asimismo, en el caso del componente social y los dos impactos asociados, los valores ponderados se han considerado homogéneos en toda la zona evaluada; no obstante, se podría matizar un poco más en cuanto a que el primer tramo es vital respecto del orden y la seguridad del proyecto. Sin embargo, como el análisis y el juicio realizados han sido más bien conservadores (pensado para el primer tramo), estos criterios se han aplicado homogéneamente en toda la zona de afectación potencial; dado que el proyecto -como buena práctica ambiental- debe velar por el bienestar de todas las comunidades que podrían llegar a ser influidas o impactadas, por alguno de los escenarios de riesgo considerados en el PGRD de diciembre de 2020 (destaponamiento de 8.100 m³/s, o rotura de presa con 268.000 m³/s; Tabla 13-34).

Sin perjuicio de ello -y no obstante están presentados como situaciones posibles- en consideración a todas las tareas, trabajos, obras desplegadas y avances en la mitigación de la contingencia y sus consecuencias en el proyecto, se ha estimado que la probabilidad de ocurrencia de estos escenarios es, en general³¹, baja (0,15). El efecto neto de esto, de acuerdo con la fórmula de cálculo de la metodología empleada, es que la magnitud de los impactos disminuya (Tabla 13-34).

Esos fueron los criterios generales para enfrentar y realizar la evaluación.

³¹ Excepto para el componente Geología y la Organización y gestión comunitaria, en el medio social (componente político).

Tabla 13-31: Identificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2

| Medio | Componente | Elemento | Impacto |
|----------|-------------------------|--|---|
| Abiótico | Geología. | Geomorfología. | Alteración y modificación del macizo rocoso donde están los estribos de la presa, por asentamiento, meteorización, erosión, socavamiento e intervención tecnológica, en la margen derecha del río, especialmente. |
| | | Estabilidad de taludes. | |
| | Suelo. | Calidad. | Modificación de las propiedades físicas y químicas en zonas inundadas. |
| | | Usos. | Pérdida de usos agrícolas en zonas inundadas. |
| | Agua. | Calidad de aguas superficiales. | Alteración de los parámetros físicos y químicos aguas abajo de la presa. Pérdida de sedimentos en el río Cauca, aguas abajo de la presa ("aguas claras"). |
| | | Disponibilidad de aguas superficiales. | Fluctuación súbita del caudal del río Cauca (por taponamiento/destaponamiento de alguna descarga). |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Flora. | Cambios en la cobertura vegetal. |
| | Ecosistemas acuáticos. | Flora & Fauna. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. |
| Social | Demográfico | Dinámica social. | Evacuación y relocalización de población. |
| | Espacial | Infraestructura, equipamiento y servicios. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. |
| | | Actividades productivas. | Alteración de la economía local y regional. |
| | | Empleo. | |
| | Política. | Relaciones de poder. | Irrupción de grupos ilegales. |
| | | Organización y gestión comunitaria. | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. |

Tabla 13-32: Identificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2

| Medio | Componente | Elemento | Impacto | |
|----------|------------|----------------|---|--|
| | | | Nombre | Descripción |
| Abiótico | Geología. | Geomorfología. | Alteración y modificación del macizo rocoso donde están los estribos de la presa, por asentamiento, meteorización, erosión, | El desvío de las aguas embalsadas por los túneles y cavernas de la central subterránea, además de destruir y colmar parte importante de las obras existentes en ese momento (incluyendo también turbinas), significó una |

| Medio | Componente | Elemento | Impacto | |
|---------|-------------------------|--|---|--|
| | | | Nombre | Descripción |
| | | Estabilidad de taludes. | socavamiento e intervención tecnológica, en la margen derecha del río, especialmente. | perturbación mayor en el macizo rocoso -especialmente en la margen derecha- dados los procesos erosivos y de socavación gatillados por el flujo continuo y prolongado de un gran volumen de agua -además de lluvias y sismos concomitantes- en un macizo de roca fragmentada y de mala calidad (mayormente), atravesado por fallas. |
| | | Suelo. | Calidad. | Modificación de las propiedades físicas y químicas en zonas inundadas. |
| | Usos. | | Pérdida de usos agrícolas en zonas inundadas. | Imposibilidad de uso temporal en zonas inundadas en las riberas e islas e islotes interiores. Eventualmente, modificación de la estructura y la fertilidad, en aquellas zonas donde hubo mayor acreción y posterior depositación. |
| | Agua. | Calidad de aguas superficiales. | Alteración de los parámetros físicos y químicos aguas abajo de la presa. Pérdida de sedimentos en el río Cauca, aguas abajo de la presa ("aguas claras"). | Disminución en la carga de sedimentos transportados aguas abajo. |
| | | Disponibilidad de aguas superficiales. | Fluctuación súbita del caudal del río Cauca (por taponamiento/destaponamiento de alguna descarga) | Afectación de los caudales medios por contingencias de vertimiento, por destaponamiento de alguna descarga. |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Flora. | Cambios en la cobertura vegetal. | En la zona del vertedero, la permanente nube de agua provoca una modificación del microhabitat de eplanta y árboles que, de estar funcionaando las descargas del agua turbinada, tienen una humedad ambiente diferente. Más seca. También se produce un aumento en la humedad de los suelos aue haace que las condiciones habituales de este varíen; pudiendo ser restrictivo y facilitador para el asentamiento de especies distintas a laas originales bajo condiciones ambíenters habituales. |
| | Ecosistemas acuáticos. | Flora & Fauna. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. | Alteración de las comunidades biológicas por cambios en las características abióticas del cuerpo de agua (físicas y químicas), el transporte de sedimentos, y la composición y abundancia de las poblaciones en el lecho del río y sus riberas, en las zonas inundadas |
| Social | Demográfico | Dinámica social. | Evacuación y relocalización de población. | La población aguas abajo de la presa debe vivir bajo un grado de alerta permanente definido por la autoridad ^(a) , que distingue diferentes protocolos y grados de atención y prontitud ante una eventual evacuación de emergencia o preventiva, derivadas de la existencia de la presa y su agua embalsada. |

| Medio | Componente | Elemento | Impacto | |
|-------|------------|--|--|---|
| | | | Nombre | Descripción |
| | Espacial | Infraestructura, equipamiento y servicios. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. | La ocurrencia de un escenario contingente de emergencia, con un caudal pico estimado en 8.100 m ³ /s para un destaponamiento; o 268.000 m ³ /s, en caso de rotura de presa, en mayor o menor medida, extensión e intensidad -dependiendo el escenario que se manifieste- afectará todo lo señalado desde el municipio de Valdivia a Nechí (si destaponamiento), o hasta la Mojana (si fuera una rotura total de presa). |
| | | Actividades productivas. | Alteración de la economía local y regional. | La ocurrencia de alguno de los escenarios planteados en el PGRD (destaponamiento, rotura de presa), provocará una alteración en la dinámica social y económica de los territorios que se vean afectados por una situación de esa índole; por afectación de las actividades productivas habituales, pérdida de cosechas, de empleos, y/o imposibilidad de realizar las actividades habituales como pesca, minería artesanal (barequeros), ganadería, agricultura, transporte fluvial y comercio, en las zonas inundadas y aquellas afectadas por cambios en el transporte de sedimentos (acreción y degradación) y los cambios en la dinámica del río y sus riberas. |
| | | Empleo. | | |
| | Política. | Relaciones de poder. | Irrupción de grupos ilegales. | Interferencia de grupos armados e ilegales en el bajo Cauca Antioqueño, propician un clima incierto e inseguro para el tránsito y la realización de actividades en general, que obliga a tomar ciertos resguardos en pos de asegurar la integridad del proyecto y sus obras. |
| | | Organización y gestión comunitaria. | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | Acercamiento y presencia en las comunidades afectadas y/o amenazadas, para contruir y estrechar vínculos en pos de una mejor coordinación de las acciones destinadas a una mejor y más segura gestión del proyecto, sus obras y su ocupación territorial; en pos de establecer una convivencia de buena vecindad con las comunidades aguas abajo del proyecto y la comunidad en general. |

(a): Actualmente el nivel de alerta en Puerto Valdivia es Naranja. La circular vigente es la N° 32 (26.07.2019).

Tabla 13-33: Evaluación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2

| Medio | Componente | Elemento | Impacto | | | | | | | | | | | |
|----------|-------------------------|--|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | | Nombre | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| Abiótico | Geología. | Geomorfología. | Alteración y modificación del macizo rocoso donde están los estribos de la presa, por asentamiento, meteorización, erosión, socavamiento e intervención tecnológica, en la margen derecha del río, especialmente. | -8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | Estabilidad de taludes. | | -3,7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Suelo. | Calidad. | Modificación de las propiedades físicas y químicas en zonas inundadas. | -0,2 | -0,4 | -0,2 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,3 | -0,3 |
| | | Usos. | Pérdida de usos agrícolas en zonas inundadas. | -0,2 | -0,7 | -0,2 | -0,7 | -0,7 | -0,7 | -0,7 | -0,7 | -0,7 | -0,4 | -0,4 |
| | Agua. | Calidad de aguas superficiales. | Alteración de los parámetros físicos y químicos aguas abajo de la presa. Pérdida de sedimentos en el río Cauca, aguas abajo de la presa ("aguas claras"). | -0,2 | -0,8 | -0,2 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,4 | -0,4 |
| | | Disponibilidad de aguas superficiales. | Fluctuación súbita del caudal del río Cauca (por taponamiento/destaponamiento de alguna descarga). | 0 | -0,1 | 0 | -0,1 | -0,1 | -0,1 | -0,1 | -0,1 | -0,1 | 0 | 0 |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Flora. | Cambios en la cobertura vegetal. | -0,4 | -0,6 | -0,4 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,3 | -0,3 |
| | Ecosistemas acuáticos. | Flora & Fauna. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. | -0,3 | -0,6 | -0,3 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,6 | -0,3 | -0,3 |
| Social | Demográfico | Dinámica social. | Evacuación y relocalización de población. | -0,3 | -0,4 | -0,3 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,2 | -0,2 |
| | Espacial | Infraestructura, equipamiento y servicios. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. | -0,1 | -0,4 | -0,1 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,4 | -0,2 | -0,2 |
| | | Actividades productivas. | Alteración de la economía local y regional. | -0,1 | -0,5 | -0,1 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,2 | -0,2 |
| | | Empleo. | | -0,1 | -0,5 | -0,1 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,5 | -0,2 | -0,2 |
| | Política. | Relaciones de poder. | Irrupción de grupos ilegales. | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 | -2,3 |
| | | Organización y gestión comunitaria. | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 | 8,2 |

(a): Muy significativo: 7,5-10 ■ ; Significativo: 5-7,5 ■ ; Medianamente significativo: 2,5-5 ■ ; Poco significativo: 0-2,5 ■ ; Positivo: ■

Tabla 13-34: Justificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-2

| Medio | Componente | Impacto | |
|---|-------------------------|---|---|
| | | Nombre | Justificación |
| Abiótico | Geología. | Alteración y modificación del macizo rocoso por asentamiento, meteorización, erosión, socavamiento e intervención tecnológica, en la margen derecha del río, especialmente. | <p>En el primer tramo del río Cauca, desde el sitio de la presa (y por extensión, a las obras principales del proyecto: presa, central subterránea, compuertas, vertedero, descargas) y hasta el noroccidente de Valdivia, se experimentaron los mayores daños y las situaciones más críticas, en relación a todos los hechos contingentes investigados; relativos a destrucción de obras, equipos y maquinarias, que han tenido que ser abordados en su recuperación y rehabilitación, para recuperar la seguridad y estabilidad de la obra. Asociado a lo anterior, la estabilidad de taludes en el tramo señalado -especialmente en los sectores de falla entorno a las obras del proyecto- se ha visto comprometida. En el caso del elemento Geomorfología, el impacto es Negativo y Muy significativo (crítico), y debe seguir siendo tratado de manera prioritaria. Del mismo modo, la estabilidad de taludes, particularmente en los sectores aledaños a la captación, debe ser atendida y vigilada de manera permanente. Este corresponde a un impacto Negativo Medianamente significativo.</p> <p>En todos los demás tramos del río y La Mojana, este impacto no existe.</p> |
| | Suelo. | Modificación de las propiedades físicas y químicas en zonas inundadas. | Las secciones encañonadas no son susceptibles de inundación. |
| | | Pérdida de usos agrícolas en zonas inundadas. | Las secciones encañonadas no poseen suelos ni actividad agrícola (al menos de importancia). En las planicies el impacto es ligeramente mayor, pues la agricultura está más desarrollada (subsistencia, pequeños productores). En los dos últimos tramos, por distancia, cualquier efecto resulta más atenuado. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. |
| | Agua. | Alteración de los parámetros físicos y químicos aguas abajo de la presa. Pérdida de sedimentos en el río Cauca, aguas abajo de la presa ("aguas claras"). | Se estima poco probable (>30%) que exista una situación contingente como la presentada en los escenarios del PGRD, que provoquen este impacto. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. |
| Fluctuación súbita del caudal del río Cauca (por taponamiento/destaponamiento de alguna descarga) | | Se han hecho avances importantes en la construcción e instalación de pre-taponos y taponos, en diferentes descargas y conducciones subacuáticas, por lo cual su probabilidad de ocurrencia se estima inferior al 30%. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. | |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Cambios en la cobertura vegetal. | Se estima poco probable (>30%) que exista una situación contingente como la presentada en los escenarios del PGRD, que provoquen este impacto. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. |
| | Ecosistemas acuáticos. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. | Se estima poco probable (>30%) que exista una situación contingente como la presentada en los escenarios del PGRD, que provoquen este impacto. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. Sin perjuicio de eso, en la zona de la descarga del vertedero, el cambio significativo del microclima producido por la nube de vapor de agua permanente asociada al funcionamiento continuo del vertedero |

| Medio | Componente | Impacto | |
|--|-------------|--|--|
| | | Nombre | Justificación |
| Social | Demográfico | Evacuación y relocalización de población. | Se estima poco probable (>30%) que exista una situación contingente como la presentada en los escenarios del PGRD, que provoquen este impacto. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. |
| | Espacial | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. | Se estima poco probable (>30%) que exista una situación contingente como la presentada en los escenarios del PGRD, que provoquen este impacto. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. |
| | | Alteración de la economía local y regional. | Se estima poco probable (>30%) que exista una situación contingente como la presentada en los escenarios del PGRD, que provoquen este impacto. Se trata de un impacto Negativo y Poco significativo. |
| | Política. | Irrupción de grupos ilegales. | Se considera como una situación homogénea en toda la zona de afectación potencial. Corresponde a un impacto Negativo y Poco significativo. |
| Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | | Se trata de un impacto Positivo y Muy significativo en toda la zona de afectación potencial. | |

A-8.6 Conclusiones

La importancia relativa que tienen las obras civiles del proyecto y de este como conjunto sobre el medio natural y social del área de influencia, aguas arriba y aguas abajo, es muy grande. Considerando el mayor riesgo luego de la contingencia, y en base de los resultados aproximados según el estudio de rompimiento de Integral en 2007 (Figura 13-159) esta área de influencia no debe ser limitado solamente hasta Nechí, sino ser extendido hacia el área de no afectación según criterios del USBR, potencialmente hasta Magangué y la confluencia con el río Magdalena, poniendo en peligro una gran cantidad de centros poblados ubicados en la Llanura del Caribe (Figura 13-160).

Cualquier inconveniente significativo, y particularmente una rotura de la presa que no se puede excluir con el modo de operación practicado actualmente, que experimente el proyecto tiene un potencial de afectación importante sobre estos. Eso, por otro lado, es un hecho de la causa, y no podría ser de otra manera con un proyecto de la envergadura de Ituango.

La mejor y más confiable manera de aumentar y asegurar la estabilidad de las obras del proyecto, evitando situaciones ambientales y sociales complejas fuera de las dinámicas habituales- es resolver lo pendiente en obras de recuperación y rehabilitación, para avanzar y finalizar la etapa de construcción, con el propósito de operar el proyecto cuanto antes.

Sin perjuicio de esto, y tal como se ha dicho antes en este documento y en otros anteriores, la medida de gestión y control de riesgos fundamental es mantener un detallado y estricto plan de seguimiento, monitoreo y reporte, tal como el que realiza actualmente el Centro de Monitoreo Técnico (CMT -cuyos protocolos deben ser revisados y actualizados según corresponda-; igualmente como la instalación y mantención de instrumentación pertinente y suficiente de las diferentes obras.

Se recomienda mantener las capacitaciones, la difusión, la asistencia con equipamiento y mantención del Sistema de Alarma Temprana (SAT) del proyecto, en la zona de influencia aguas abajo, entre el sitio de presa y el área de no afectación según criterios del USBR (que se supone ubicar en la zona de confluencia con el río Magdalena, o aún más al norte). Asimismo, se recomienda diseñar e implementar un sistema protocolar de registro, control y seguimiento documental, que permita establecer la trazabilidad de los documentos e información del proyecto en cuanto a su preparación, revisión, autorización, modificación y distribución, de modo que permita evaluar de modo confiable y verificable, por ejemplo, la autenticidad, veracidad, actualidad y seguridad (calidad), de la información utilizada para estos fines.

De modo análogo, los programas desplegados con la comunidad debieran tener una trazabilidad similar, y debieran ser evaluados al menos semestralmente con las comunidades involucradas, en la medida que la recuperación, construcción, puesta en marcha y operación del proyecto continúa su avance (especialmente con las de aguas abajo, que son las que se encuentran en mayor riesgo y peligro ante la ocurrencia de un evento no deseado con consecuencias negativas sobre las comunidades y su entorno natural y construido).

Aunque la zona de influencia según los documentos proporcionados llega hasta Nechí, los estudios de rotura de presa del año 2007 mostraron que para los escenarios analizados

existen también impactos considerables aguas debajo de Nechí. Sin embargo, para el estudio aguas abajo de Nechí no se contó con una topografía detallada y por tal razón se tenía que usar información topográfica satelital, la cual tiene una precisión limitada (Figura 13-159). Por lo tanto, se recomienda complementar el estudio aguas debajo de Nechí con información topográfica LIDAR o con precisión similar, para analizar con mayor certeza el nivel de peligro en estas comunas. En base de estos resultados se debería actualizar luego el plan de emergencia y las actividades de información y capacitación como preparación en caso de emergencia.

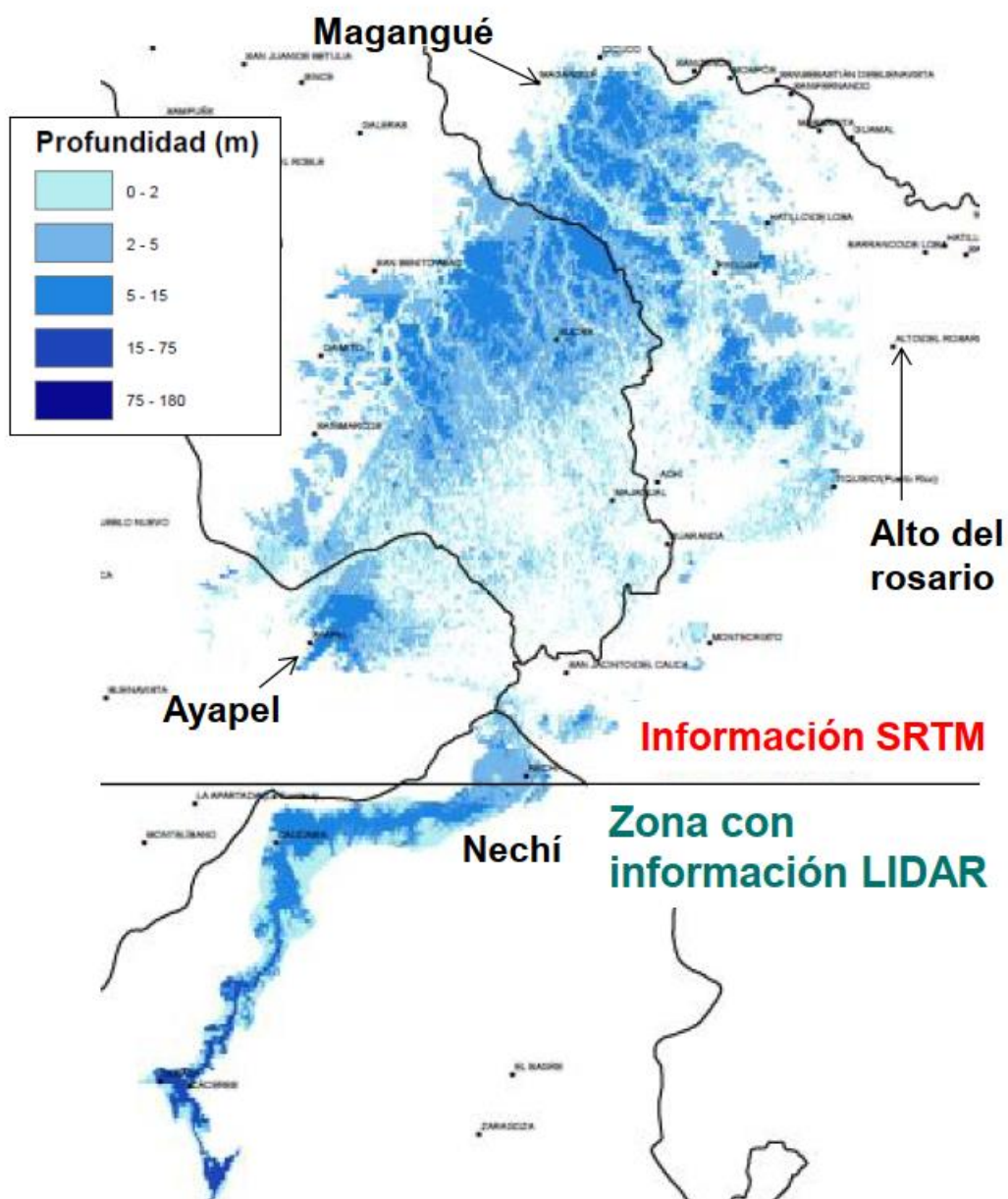


Figura 13-157: Mapa de inundación (profundidad) después de una rotura de presa (Integral). Centros poblados importantes ubicados en la zona de influencia extendida, la cual llega desde Nechí hasta Magangué aproximadamente, están indicados en la siguiente figura

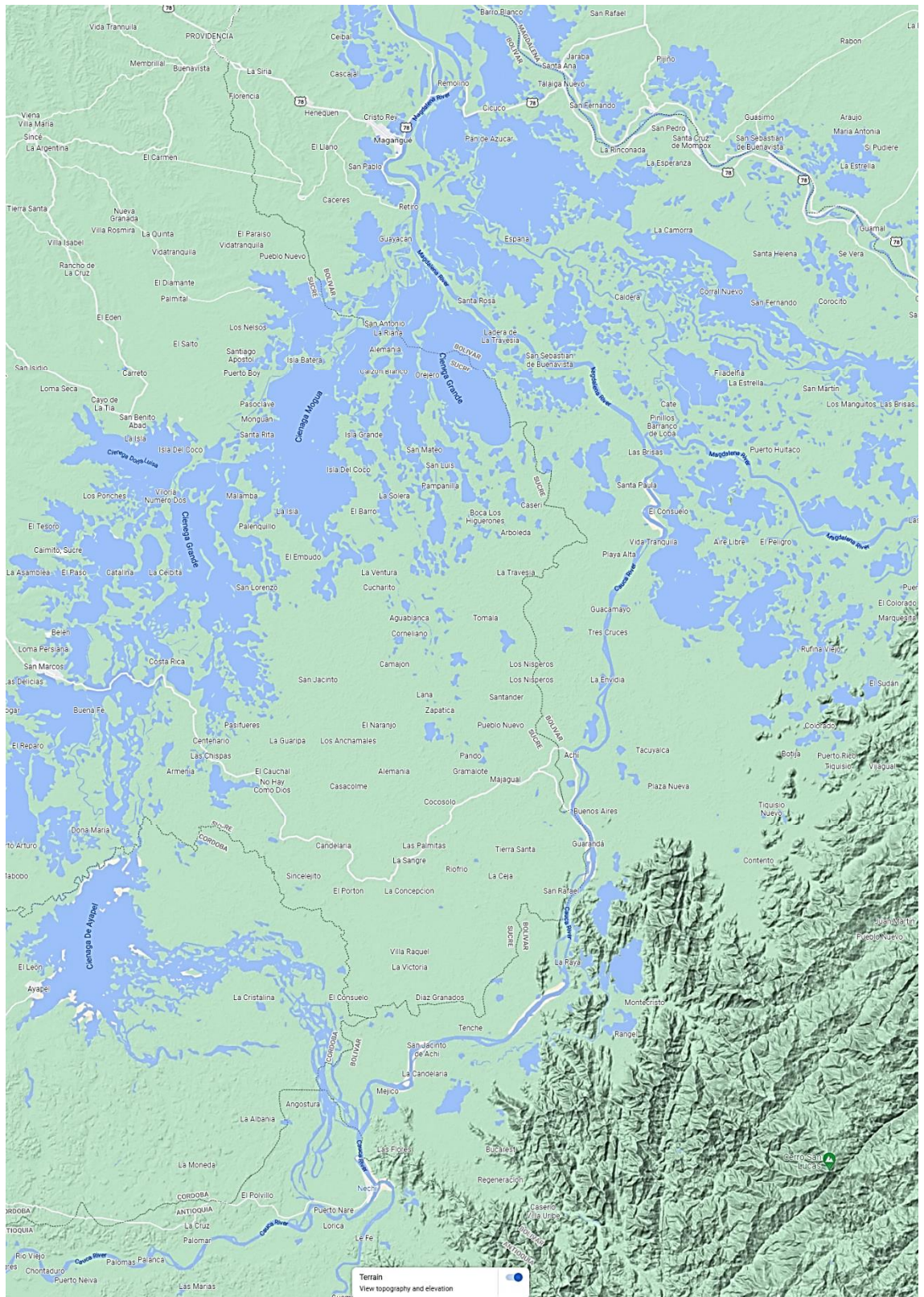


Figura 13-158: Centros poblados importantes en la zona de influencia extendida hacia la confluencia con el río Magdalena; estos poblados son potencialmente afectados por inundación en caso de una rotura de la presa de la CH Ituango

A-9 ANEXOS AL INFORME

Anexo A

Referencias a documentos revisados

REFERENCIAS

- Ahteensuu, & Sandin, P. (2012). The Precautionary Principle. Chapter 38. En S. Roeser, R. Hillerbrand, P. Sandin, & M. Peterson, *Handbook of Risk Theory. Epistemology, Decision Theory, Ethics, and Social Implications of Risk* (págs. 962-978). Springer.
- Alvarez, J., & Eckart, F. (1970). *Geología detallada de la parte suroeste del Cuadrángulo I-8. Tesis, Fac. Minas, Medellín*. Medellín.
- Annandale, G. W. (1995). Erodibility. *Journal of Hydraulic Research*, 471-494.
- Annandale, G. W. (2006). *Scour Technology; Mechanics and Engineering in Practice*. New York, NY: McGraw-Hill Book Company.
- Aven, T. (2010). The risk concept. How to define, understand and describe risk. *Reliability Engineering and System Safety*.
- Aven, T. (2011). Quantitative risk assessment: the scientific platform. *Cambridge University Press*.
- Aven, T. (2016). Risk assessment and risk management: review of advances on their foundation. *European Journal of Operational Research*.
- Bollaert, E. (2002). Transient Water Pressures in Joints and Formation of Rock Scour due to High-Velocity Jet Impact.
- CARPI. (s.f.). *Respuesta sobre la membrana de Carpi y de la pared moldeada de concreto plástico, undated*.
- Chanson, H. (1993). Self-Aerated Flows on Chutes and Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*.
- Consortio de Generación Ituango. (2010). *Estudio de Amenaza Sísmica - D-PHI-CCE-ADM C0314*.
- Consortio de Generación Ituango. (2011). *Actualización Estudio Impacto Ambiental – Plan de Contingencia - D-PHI-EAM-EIA-CAP09-C0006*.
- Consultores Unidos. (2013). *Primer monitoreo de inestabilidad y erosión para el Proyecto Hidroeléctrico Ituango*.
- CORANTIOQUIA. (2004). *Caracterización y cuantificación de las áreas degradadas de la territorial Hévéxicos*. Medellín.
- Corominas, J. (1996). The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Costa, J. (1985). *Floods from dam failures. U.S. Geological Survey Open – File Report 85 560*. Denver, CO.
- Deere, D., & Patton, F. (1971). Slope stability in residual soils. *Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 87-170.
- EPM. (2019). *Informe Contingencia Vol.2*.
- EPM. (2020a). *Presentación sobre ofertas contratistas trabajos subacuáticos*.
- EPM. (2020b). *Cronología 04.2018-05.2020*.
- EPM. (s.f.). *Presentación OQUEDAD POZOS 1 Y 2*.
- Erismann, T., & Abele, G. (2001). *Dynamics of Rockslides and Rockfalls*. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Falvey, H. (1982). Predicting cavitation in tunnel spillways. *International Water Power and Dam Construction*.

- Falvey, H. (1983). Prevention of Cavitation on Chutes and Spillways. *Proceedings of the Conference on Frontiers in Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, (págs. 432-437). Cambridge, MA.
- Gonzalez Garcia, A. J., & Integral. (2007). *Proyecto Ituango. Evaluación de Estabilidad - Laderas del Embalse*.
- González, H. (1976). *Geología del Cuadrángulo J8 Sonsón*. INGEOMINAS, Bogotá.
- González, H. (2001). *Mapa Geológico del Departamento de Antioquia. Escala 1:400.000*. INGEOMINAS, Medellín.
- Hall, R., Alvarez, A., & Rico, H. (1972). Geology and mineral resources of central Antioquia and part of Caldas Department (Zone IIA), Colombia.
- Hatch. (2019). *Static and Dynamic Analysis Report for Ituango GS Dam Cement – Bentonite Wall Analysis, H360275-00000-200-230-0003, Rev. A*.
- Heim, A. (1932). *Bergsturz und Menschenleben (Landslide and human life)*.
- Heller, V. (2009). *Landslide generated impulse wave in reservoirs – Basics and computation*.
- Hibbard Inshore. (2019). *Report for the inspection of Captaciones 1, 2, 5-8*.
- Hidroeléctrica Ituango S.A. (2020). *Plan de gestión del riesgo de desastres, v.4*.
- Hidroeléctrica Ituango S.A. (2018). *Plan de gestión del riesgo de desastres de las empresas públicas y privadas (PGRDEEP), Tabla 86*.
- INGEOMINAS. (2007). *Mapa Geológico de Colombia (MGC) a escala 1:1.000.000*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2019a). *Informe lleno prioritario de la presa sobre cota 385 - PHI-INO-LC1-052-R1*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2019b). *Informe de Cumplimiento Ambiental. No 20. ICA julio-diciembre, 2019*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2019c). *Informe de Cumplimiento Ambiental. No19. ICA enero-junio, 2019*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2019d). *Informe de la pantalla cortaflujo en lechada plástica, control de calidad - PHI-INO-LC1-XXX-R0,*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2019e). *Informe Final de obras principales parte 10 – construcción en la presa de pantalla cortaflujo en lechada plástica - PHI-IFF-LC1-024-R0*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2019f). *Informe Final de obras principales parte 8 – pantalla cortaflujo en lechada plástica, control de calidad - PHI-IFF-LC1-018-R0,*.
- Ingetec-Sedic S.A. (2020). *Presentación Consorcio Al 17 de noviembre 2020*.
- Instituto LATEC. (2017). *Projeto HL 170 - Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido do Projeto Hidroelétrico Iituango, relatório nº 02, Estudo do Vertedouro*.
- Integral. (1982). *Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Ituango*.
- Integral. (1997). *Carretera Santa Fe de Antioquia – Puerto Valdivia, Estudios de Fase II, Informe Final*.
- Integral. (2007a). *Complementación de la Factibilidad – Caracterización Hidrológica del Río Cauca*.
- Integral. (2007b). *Complementación de la Factibilidad. Rompimiento de la presa - F-PHI-HYS-AND*.
- Integral. (2007c). *Deslizamientos de gran magnitud - F-PHI-GGS-ANC*.
- Integral. (2010a). *Caracterización Climatológica e Hidráulica del Sitio de la Presa*.
- Integral. (2010b). *Diseño detallado*.

- Integral. (2011a). *Plano D-PHI-012-GEN-GE-B-020: Presa, Central y Obras Asociadas - Geología - Galerías y Perforaciones.*
- Integral. (2011b). *Plano D-PHI-012-GEN-GM-B-050: Presa, Central y Obras Asociadas, Geología, Geomorfología y Procesos Morfodinámicos.*
- Integral. (2011c). *Inestabilidad y Erosión.*
- Integral. (2012a). *Línea base monitoreo inestabilidad y erosión.*
- Integral. (2012b). *Plano D-PHI-GEO-MON-IN-ER-001: Monitoreo de Deslizamiento – Inestabilidad y Erosión.*
- Integral. (2015). *Complementación de la factibilidad - Informe deslizamientos en el embalse.*
- Integral. (2016). *Plano D-PHI-111-ITU-AD-B-010: Zonificación y grandes deslizamientos.*
- Integral. (2017a). *Análisis esfuerzo-deformación en 3d de la presa - I-I-2194-072017-01-R0.*
- Integral. (2017b). *Informe Final. Estudio de manchas de inundación del río Cauca, aguas abajo del sitio de presa (006) e Inventario aguas abajo sitio de presa (007).*
- Integral. (2017c). *Plano D-PHI-073-TDS-TA-C-010: Presa, Central y Obras Asociadas - Túneles de Descarga y Almenaras - Localización Tapones Planta General.*
- Integral. (2018a). *Diagnostico Geológico-Geotécnico Contingencia.*
- Integral. (2018b). *Proyecto Hidroeléctrico Ituango, presa y obras anexas, informe general de diseño, construcción y contingencia de la presa - I-2194-PHI-041-184-PRE-DCC-001.*
- Integral. (2018c). *Plano E-PHI-041-PRE-PR-C-006: Presa, Central y Obras Asociadas, Lleno Prioritario entre cotas 385 a 418, Etapas de Construcción No. 1, 2 y 3.*
- Integral. (2018d). *Proyecto Hidroeléctrico Ituango, diseño geotécnico terminación presa - I-I-2194-062018-01-R1.*
- Integral. (2018e). *Diagnóstico geológico geotécnico de la contingencia - I-I-2194-062018-01-R0.*
- Integral. (2019a). *Estabilidad global presa contingencia (actualización 2019), preliminar.*
- Integral. (2019b). *Memoria de Cálculo Hidráulico de la Repotenciación de la Descarga Intermedia - I-M-2194-043-HID-02.*
- Integral. (2019c). *Memorias de Cálculo Hidráulico del Vertedero - I-M-2194-042-HID-01-R0.*
- Integral. (2019d). *Plano DC-PHI-041-PRE-IN-C-025: Presa, Vertedero y Obras Anexas, Presa, Instrumentación.*
- Integral. (2019e). *Plano D-PHI-041-PRE-PC-C-030: Presa, Central y Obras Asociadas, Lleno Prioritario entre cotas 385 a 415 y terminación presa, Pantalla contraflujo - Instrumentación Geotécnica.*
- Integral. (2019f). *Reporte Instrumentacion Presa 20191102 (periodo 1/11/2019 – 2/11/2019).*
- Integral. (2019g). *Riesgos geotécnicos Derrumbe Portal Túneles de Desviación - I-2194-PHI-030-Geo-RPTD-001.*
- Integral. (2019h). *Atención requerimiento auto 2292 del 15 de mayo de 2018 de la ANLA Artículo segundo, numeral 2. Informe 3 – informe de análisis y resultados. 0090007_Auto2292_Art2_N2_Info3_Rev1.*
- Integral. (2019i). *Estabilidad margen derecho por operación durante contingencia Junio 2019 - I-2194-PHI-051-GEO-MDC-001.*
- Integral. (2019j). *Diagnóstico Geológico-Geotécnico de la Contingencia – Volumen 2 - I-I-2194-062019-01-R0.V2.*

- Integral. (2019k). *Diagnóstico geológico geotécnico de la contingencia - I-I-2194-062018-01-R2.*
- Integral. (2019l). *Plano D-PHI-051-CND-TC-C-240: Presa, Central y Obras Asociadas, Túneles de Conducción Superior y Pozos de Presión, Oquedad entre los Pozos de Presión 1 y 2 Lleno en Concreto.*
- Integral. (2020a). *Plano D-PHI-050-CND-GE-C-020: Presa, Central y Obras Asociadas - Conducción y Descargas - Perfil General por el Eje de una Conducción y Descarga.*
- Integral. (2020b). *Análisis de Oleaje por Deslizamiento - I-2194-PHI-010-GEO-AOD-001.*
- Integral. (2020c). *Diagnóstico Geológico y Geotécnico Inicial Sitios Inestables Según Resolución 1896 - I-2194-PHI-044-GEO-ASI-R0.*
- Integral. (2020d). *Análisis de Estabilidad para la Excavación de la Parte Alta Plazoleta de Compuertas - D-PHI-COP-0432-2020.*
- Integral. (2020e). *Presentación Asesoría_01_Presa_Poyry_Nov_2020 (periodo 11/2019 – 11/2020).*
- Integral. (2020f). *Riesgos Geotécnicos Deslizamiento Vía Sustitutiva Presa – Ituango K2+550. Deslizamiento Villa Luz - I-2194-PHI-021-GEO-RDV-001.*
- Integral. (2020g). *Plazoleta de pozos de compuertas – Memoria de cálculo cierre sur de la excavación de la parte alta - D-PHI-COP-043-2020.*
- Integral. (2020h). *Descripción Geológica De Detalle Del Sitio Inestable (Km 0+900 – Km 1+250) – Estudio de la Posible Ola Causada por un Eventual Movimiento en Masa - I-2194-PHI-021-SPI-GEO-SI-001.*
- Integral Ingenieros Consultores. (2019). *I-2194-Presa-Board, septiembre 2019_0 Instrumentación.*
- Integral. (s.f.). *Plano D-PHI-110-LB-PR-GEM-060: Geomorfología Local.*
- Integral, LCI Lettis Consultants International y Hatch. (s.f.). *Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) Update for Ituango Project.*
- Laboratorio de Hidráulica “Jorge Ramírez Giraldo” Universidad Nacional de Colombia, Integral Ingenieros Consultores. (2015). *Modelo Hidráulico de la Descarga Intermedia del Proyecto Hidroeléctrico Ituango.*
- ONU/SDC. (2018). *Emergencia Hidroituango Colombia.*
- Pöyry. (2019a). *Estudio de seguridad y del riesgo sísmico de la presa, Ref. 152000083-003, Rev. 0.*
- Pöyry. (2019b). *Impactos y riesgos ambientales: Análisis Ex-Ante y Ex-Post I.*
- Pöyry. (2020). *Riesgos e Impactos Ambientales Análisis Ex-Post-2.*
- Restrepo, J., & Toussaint, J. (1989). Terrenos aloctonos en Los Andes Colombianos: Explicación de algunas paradojas geológicas. *Congreso Colombiano de Geología*. 5, (págs. 92-107). Bucaramanga.
- Scheidegger, A. (1973). On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics*, 231-236.
- SFOE, S. F. (2019). *Landslide-generated Impulse Waves in Reservoirs - Basics and Computation, 2nd Edition.*
- Solintegral. (2006). *Fotointerpretación geomorfológica del cañón del Río Cauca en el tramo Santa Fe de Antioquia – Río Pescado.*
- Tournier, J.-P. (2018). *Mission report by Dr. Jean-Pierre Tournier, Expert Consultant, submitted to INGETEC.*

- Toussaint, J. F., & Restrepo, J. J. (1982). Magmatic evolution of the northwestern Andes of Colombia. *Earth-Science Reviews*, 18, 205-213.
- U.S. Bureau of Reclamation, Department of the interior, United States. (1987). *Design of small dams, Bureau of Reclamation*.
- Woodward-Clyde Consultants. (1981). *Preliminary Study of Geomorphology and Quaternary Stratigraphy Ituango Project Colombia*.
- Zeil, W. (1986). *Südamerika*. Stuttgart: Enke Verlag.

Anexo B

Tablas de plan de contingencia y análisis de riesgos de fases anteriores (Ex-Ante y Ex-Post-1)

Tabla 13-35: Evaluación de riesgos del proyecto – Escenario Ex-Ante

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario | | | | |
|----------|---|---|---|-------------------------------------|----------------------|---|---|--------------------------------------|---------------------|--------|---|--|-------|---|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | | Nivel ^(e) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | | | | | |
| Exógenas | Movimientos sísmicos. | Subducción, fallas locales o regionales. | Desestabilización en obras y/o taludes. | Improbable ^(f) Remota | 1 ^(f) , 2 | Área de influencia directa e indirecta ^(b) del proyecto. | Comunidades presentes en el área de influencia y personal que trabaja en el sitio del proyecto. | Grave Catastrófica ^(f) | 3, 4 ^(f) | 8 | Sismos de diseño considerados ^(a) : SBO: 200 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,16 g. SMP: 500 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,29 g. SMC: > 2.500 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,80 g. | | | | |
| | | | Asentamiento excesivo que genere flujo sobre la cresta de la presa por rebosamiento del embalse (<i>overtopping</i>). | | | | Infraestructura física existente. | | | | | | | | |
| | | | Deslizamientos en masa que generen ondas que sobrepasen la altura de la estructura de retención. | | | | Obras del proyecto. | | | | | | | | |
| | Crecientes e inundaciones aguas abajo del sitio de presa. | Caudales que superen el caudal máximo probable (CMP) de diseño. | Inundación de la zona de captación y obras principales durante la etapa de construcción y/u operación; así como zonas aledañas aguas abajo de la presa. | Remota | 2 | Cuenca del río Cauca, aguas abajo de la presa. | Comunidades presentes en el área de influencia y aguas abajo de la presa. | Grave | 3 | 6 | | CMP: 25.300 m ³ /s. Utilizado para el diseño del vertedero y demás obras. | | | |
| | | | | | | | Comunidad vinculada a las obras del proyecto. | | | | | | Grave | 3 | 6 |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|-----------------------------------|---|--|---|---------------------------------|---------------------|--|--|-------------------------------|----------------------|--------|--|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | | | | | | | Infraestructura física existente. | Grave | 3 | 6 | |
| | | | | | | | Obras del proyecto. | Grave | 3 | 6 | |
| | | | | | | | Biota (flora y fauna íctica presente en el río aguas abajo del sitio presa). | Grave | 3 | 6 | |
| | Desprendimiento de bloques, deslizamientos, derrumbes y desestabilización de taludes. | Movimientos en masa en sectores de topografía escarpada. | Generación de olas que sobrepasen la altura de la presa (<i>overtopping</i>). | Remota Ocasional ^(f) | 2, 3 ^(f) | Zonas de disposición de sobrantes de excavación, vías de acceso, sitio de obras. | Comunidades presentes en el área de influencia directa. | Leves ^(f) Grave | 2 ^(f) , 3 | 9 | Las alturas máximas de las olas que llegarían a la presa serían de 6 m, con una velocidad de 45 m/s. |
| Recurso hídrico superficial. | | Leves ^(f) Grave | | | | | 2 ^(f) , 3 | 9 | | | |
| Recurso suelo. | | Leves ^(f) Grave | | | | | 2 ^(f) , 3 | 9 | | | |
| Infraestructura física existente. | | Leves ^(f) Grave | | | | | 2 ^(f) , 3 | 9 | | | |
| | | Leves ^(f) Grave | | | | | 2 ^(f) , 3 | 9 | | | |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario | | | |
|-----------|---------------------------|---|--|-----------------------------|---------|---|---|-------------------------------|----------------------|--------|---|----------------------|---|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | | Nivel ^(e) | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | | | | |
| | Subsidencia o hundimiento | Desestabilización y derrumbamiento de las paredes o techo de la excavación, durante la extracción de material del subsuelo. | Hundimiento y fractura por desconfinamiento del macizo | Improbable | 1 | Zonas de disposición de sobrantes de excavación, vías de acceso, sitios de obras. | Obras del proyecto. | Leves ^(f) Grave | 2 ^(f) , 3 | 9 | La zona donde se localiza el proyecto es de sismicidad media. | | | |
| | | | | | | | Comunidades presentes en el área de influencia directa. | | | | | Leve | 2 | 2 |
| | | | | | | | Obras del proyecto. | | | | | Leve | 2 | 2 |
| | | | | | | | Recurso suelo. | | | | | Leve | 2 | 2 |
| | | | | | | | Infraestructura física existente. | | | | | Leve | 2 | 2 |
| Endógenas | Falla de presa | Falla estructural. | Devastadoras | Improbable | 1 | Cuenca del río Cauca, aguas abajo de la presa. | Comunidades presentes en el área de influencia y aguas abajo de la presa. | Catastrófica | 4 | 4 | La presa está diseñada con el criterio de máxima seguridad. | | | |
| | | Evento sísmico. | | | | | | | | | | | | |
| | | Crecientes excepcionales. | | | | | | | | | | | | |
| | | Fallas materiales (falla de compuertas) | | | | | Comunidad vinculada a las obras del proyecto. | Catastrófica | 4 | 4 | El área sensible a la ola producida (de altura superior a 418 m.s.n.m.) iría desde la confluencia de los ríos Cauca e | | | |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|----------------|-----------------|--------------|-----------------------------|---------|------------|-----------------------------------|-------------------------------|---------|--------|--|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | | Fallas humanas. | | | | | Infraestructura física existente. | Catastrófica | 4 | 4 | Ituango hasta Caucasia (caserío Magento). |
| | | | | | | | Obras del proyecto. | Catastrófica | 4 | 4 | Se consideró un caudal de rompimiento de 3.300 m ³ /s, y un sismo de magnitud superior al máximo creíble. El tiempo de falla estuvo entre 0,7 y 5 horas (dependiendo de la metodología utilizada y el tipo de fallo). |
| | | | | | | | Biota (flora y fauna íctica). | Catastrófica | 4 | 4 | Caudales pico entre 258.000 y 320.000 m ³ /s (cifras redondeadas). Los tiempos estimados para la llegada del caudal máximo (con falla de cinco compuestas, por sismo y por evento hidrológico) fueron de: 2 horas para Puerto Valdivia; 6.25, 7.33 y 7 |

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|---|---------------------------------|--|-----------------------------|---------|---|--|-------------------------------|---------|--------|--|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(e) | | Escenarios | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| | | | | | | | | | | | horas para Cáceres; 16.75, 14.50 y 14 horas para Caucasia; y 33.5, 26.67 y 26.33, para Margento. |
| | Inundación de cavernas o casa de máquinas | Caverna o casa de máquinas | | Improbable | 1 | | Personal que trabaje en las cavernas. | Grave | 3 | 3 | |
| | | | | | | | Infraestructura existente en la caverna. | Grave | 3 | 3 | |
| | | | | | | | Equipos y maquinarias. | Grave | 3 | 3 | |
| | Cese de actividades | Orden de la autoridad ambiental | Suspensión y retraso en la construcción y entrada en operación del proyecto. | Probable | 4 | Área de influencia directa del proyecto | Proyecto | Grave | 3 | 12 | |

(a): SBO: sismo básico de operación; SMP: sismo máximo probable; SMC: sismo máximo creíble.

(b): área de influencia indirecta = área de afectación potencial.

(c): 1: Improbable (f= 1/50 años); 2: Remota (f= 1/25 años); 3: Ocasional (f= 1/10 años); 4: Probable (f= 1/5 años); 5: Frecuente (1/1 año).

(d): 1: Insignificante (Genera consecuencias de baja intensidad, puntuales, fugaces, de efecto secundario y recuperables de manera inmediata o reversibles en el corto plazo. No se producen lesiones personales incapacitantes); 2: Leves (Genera consecuencias de mediana intensidad, puntuales, temporales, de efecto directo y recuperable o reversible en el mediano plazo, Ocasiona lesiones leves o incapacidad temporal a las personas); 3: Graves (Genera consecuencia de alta intensidad, extensas, temporales de efecto directo, mitigable o reversible en el largo plazo. Generan lesiones graves o incapacidad parcial permanente en las personas); 4: Catastróficas (Genera consecuencias de muy alta intensidad, muy extensas, permanentes, de efecto directo, irrecuperable e irreversible. Generan muerte o incapacidad total y permanente a las personas).

(e): Riesgo = Probabilidad de ocurrencia de la Amenaza (puntaje) X Vulnerabilidad (puntaje). **1-4: Aceptable**: no representan una amenaza significativa y sus consecuencias no son graves; **5-8: Tolerable**: tienen un nivel de amenaza alto y pueden ocasionar daños significativos. Requieren de planes de atención; **>9: Crítico**: pueden causar daños graves. Requieren de planes de atención prioritarios, a corto plazo y monitoreo intensivo.

(f): puntaje asignado en la evaluación de riesgos del SAD. Para estimar el riesgo total, se utilizó el puntaje más alto, cuando hubo más de uno.

Fuente: Elaboración propia a partir de Tablas 9.1 a 9.11 del Capítulo 9 del EIA (2007), punto 2.1 del Plan de contingencia del SAD (2016), y Anexo Estudio de rompimiento de presa (2007).

Tabla 13-36: Plan de contingencia para los peligros (amenazas) y riesgos asociados con las contingencias de abril y mayo de 2018, Escenario Ex-Ante

| Plan de Contingencia | | | | | |
|----------------------|----------------------------|--|--|---|---|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Plan de acción | Programas comunicacionales | Informar. Educar. Capacitación & Entrenamiento. Establecer contacto directo con las comunidades y actores interesados. Favorecer un clima de confianza y credibilidad. | Personal en obras. Comunidades con afectación directa. Comunidades aguas abajo de la presa (hasta Magento). Municipios. | Charlas de divulgación. Talleres teórico-prácticos. Elaboración y entrega de cartillas. Señalización de rutas de evacuación y puntos de encuentro. Realización de simulacros. | Vinculación de las administraciones locales (comités locales para la prevención y atención de desastres), fuerzas vivas, comunidades, personal trabajando en obras y entidades relacionadas (DAPARD, DNPAD) |

| Plan de Contingencia | | | | | |
|----------------------|--|--|---------------|--|---|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Medidas preventivas | Batería de medidas de diversa índole (diseño de ingeniería, constructivas, comunicaciones, manejo de emergencias). | <p>Prevención.</p> <p>Preparación para eventos contingentes.</p> <p>Identificar personas con necesidades especiales y atención</p> <p>Establecer sitios de encuentro y refugio.</p> <p>Implementar un sistema de comunicaciones con una central de control, y con elementos fijos y móviles (radios de corto alcance, servicio de radio base, red de telefonía celular).</p> <p>Instalación de un sistema de monitoreo y alarma.</p> | | <p>Mantener vías de evacuación despejadas permanentemente.</p> <p>Señalizar las cotas de seguridad.</p> <p>Apoyarse en personal <i>ad-hoc</i> para la realización de las distintas actividades.</p> <p>Realizar programas de comunicación, educación y divulgación de las medidas que se implementarán en caso de emergencia.</p> <p>Alarmas de evacuación en el río Cauca, aguas abajo de la presa, y en todos los frentes de trabajo.</p> <p>Puntos de control y monitoreo permanente de la estabilidad geotécnica, presa, túneles y taludes.</p> <p>Verificación y adecuación de diseños con la realidad de campo.</p> <p>Evaluar las consecuencias de una contingencia para contar con los elementos necesarios para su atención.</p> <p>Considerar la calidad de diseños, materiales y probabilidad de sismo.</p> | <p>Vincular a los municipios involucrados para que realicen censos periódicos de población y vivienda (semestrales a lo menos) para mantener actualizado el número de población potencialmente afectada.</p> <p>Implementar un sistema de alarma con cobertura en toda el área que podría verse afectada.</p> <p>Canalizar la información y el entrenamiento a las comunidades por intermedio de las Juntas de Acción Comunal, Juntas de Padres de Familia.</p> |

| Plan de Contingencia | | | | | |
|----------------------|--|--|---|---|---|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Medidas de atención | <p>Plan General de Contingencias</p> <p>Plan de Emergencias</p> <p>Plan de Atención Técnica.</p> <p>Plan de Atención Social.</p> | <p>Permitir, con flexibilidad, tomar decisiones a los integrantes de comités y brigadas, para la atención de una contingencia.</p> | <p>Personal en obras.</p> <p>Comunidades con afectación directa.</p> <p>Comunidades aguas abajo de la presa (hasta Magento).</p> <p>Municipios.</p> | <p>Reporte inicial hecho por operadores de equipos de monitoreo, trabajadores o cualquier persona que detecte cambios en algún indicador.</p> <p>Debe hacerse al comité coordinador del Plan General, que es el que activa todos los demás.</p> <p>El Plan de Emergencias es activado cuando el evento -accidental (explosiones, accidentes, incendios) o natural (sismos, inundaciones, erosión)- pueda provocar pérdida de vidas humanas.</p> <p>Incluye la realización de simulacros.</p> <p>El Plan de Atención Técnica es activado cuando el evento involucre aspectos técnicos y constructivos.</p> <p>El Plan de Atención Social se activa cuando el evento involucre conflictos con la comunidad por desestabilización de la estructura socioeconómica.</p> | <p>Existen procedimientos diseñados para casos de emergencias de distinto tipo, evacuación, reporte y evaluación de la contingencia, de control de eventos como sismos, derrumbes, deslizamientos, subsidencias o hundimientos.</p> |

| Plan de Contingencia | | | | | |
|-------------------------|--|---|--|--|------------|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Medidas de recuperación | Disponer y destinar recursos humanos, financieros y materiales para la recuperación del entorno afectado por el proyecto, siguiendo estrategias secuenciales para el logro de los objetivos. | Reconstrucción y mejoramiento del sistema afectado (población y entorno) por el proyecto, así como a la reducción del riesgo de ocurrencia y magnitud de los desastres futuros. | Personal en obras. Comunidades con afectación directa. Comunidades aguas abajo de la presa (hasta Magento). Municipios. | Evaluación de los daños, determinando las dimensiones físicas, naturales y sociales de la contingencia; las necesidades que deben satisfacerse y los posibles riesgos secundarios. Establecer el Plan Emergente de Reconstrucción. Coordinar la intervención y articulación de los distintos organismos y planes involucrados. Disponer los recursos humanos, materiales y financieros, necesarios, para implementar las acciones de recuperación. Mantener informada a la población de las medidas y acciones que serán implementadas. Evaluar los resultados. | |

Fuente: Elaboración propia a partir del Punto 9.3.1 del Capítulo 9 del EIA y el Punto 2.1 del Plan de contingencia del SAD.

Tabla 13-37: Delimitación de tramos del río Cauca, entre el sitio de presa y el municipio de Nechí

| Sección | Abscisa inicial | Abscisa final | Divagación ^(a) máxima (m) |
|--------------------------|-----------------|---------------|--------------------------------------|
| Tramo 1 - Inicio tramo 2 | km 00+000 | km 54+758 | --- |
| Tramo 2 - Inicio tramo 3 | km 54+758 | km 60+268 | 600 - 1.600 |
| Tramo 3 - Inicio tramo 4 | km 60+268 | km 68+926 | --- |
| Tramo 4 - Inicio tramo 5 | km 68+926 | km 79+874 | 2.000 |
| Tramo 5 - Inicio tramo 6 | km 79+874 | km 94+566 | 300 |
| Tramo 6 - Inicio tramo 7 | km 94+566 | km 124+753 | 1.400 |
| Tramo 7 - Inicio tramo 8 | km 124+753 | km 138+258 | 4.000 |
| Tramo 8 - Inicio tramo 9 | km 138+258 | km 159+765 | 4.000 |
| Tramo 9 - Fin tramo 9 | km 159+765 | km 214+008 | 2.000 |

(a): Divagación: zona de desplazamiento total o parcial del cauce de un río. Anchura en la cual un río puede transcurrir y desplazarse.

Fuente: Informe Final. Estudio de manchas de inundación (2017).

Tabla 13-38: Identificación de los impactos ambientales, por medio, componente y elemento, entre el sitio de presa y Nechí. Escenario Ex-Ante

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) |
|----------|--------------------------|---|--|
| Abiótico | Geología | Geomorfología | ---- |
| | | Estabilidad de terrenos | ---- |
| | Suelo | Calidad | Modificación de las propiedades físicas y químicas. |
| | | Usos | ---- |
| | Agua | Calidad de aguas subterráneas y superficiales | Contaminación de corrientes. |
| | | Disponibilidad de aguas subterráneas y superficiales | ---- |
| | | Dinámica fluvial de aguas superficiales y navegabilidad del río Cauca | Cambios en la dinámica fluvial. |
| | Aire | Calidad | ---- |
| | | Presión sonora | ---- |
| | Paisaje | Calidad visual (12 clases) | Modificación del paisaje. |
| Biótico | Ecosistemas terrestres | Flora | Cambios en la cobertura vegetal. |
| | Ecosistemas acuáticos | Fauna | Cambios en la estructura del biotopo y las comunidades bénticas. |
| Social | Demográfico | Dinámica social | ---- |
| | | Salubridad | ---- |
| | Espacial | Servicios sociales | ---- |
| | | Infraestructura de transporte | Afectación de la infraestructura. |
| | | Actividades productivas | Alteración en la economía regional. |
| | | Empleo | |
| | | Finanzas municipales | ---- |
| | | Propiedad (Tenencia de la tierra) | ---- |
| Cultural | Arqueología y Patrimonio | ---- | |

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) |
|-------|------------|---|------------------------|
| | | Ejes articuladores del sistema cultural | ----- |
| | Político | Relaciones de poder | ----- |
| | | Organización y Gestión comunitaria | ----- |

(a): Desagregación de los componentes ambientales del Capítulo de Evaluación de Impactos ambientales del EIA (Capítulo 5).

(b): Impactos ambientales definidos en el estudio de manchas de inundación.

Fuente: Elaboración propia a partir del Capítulo 5 del EIA (2007) y el Informe final del estudio de manchas de inundación (2017).

Tabla 13-39: Descripción de los impactos ambientales identificados, por medio, componente y elemento, para el sector entre el sitio de presa y Nechí, Escenario Ex-Ante

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) | |
|----------|------------------------|---|--|--|
| | | | Nombre | Descripción |
| Abiótico | Suelo | Calidad | Modificación de las propiedades físicas y químicas | <p>Modificación por acreción y degradación, con posible pérdida de nutrientes en lugares de depositación natural, afectando la fertilidad y productividad de estos.</p> <p>Potencial alteración de la estabilidad estructural por cambios en las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los diferentes materiales asociados a las riberas del río Cauca.</p> |
| | Agua | Calidad de aguas subterráneas y superficiales | Contaminación de corrientes | Modificación del cuerpo de agua por encima de los niveles de referencia, haciéndolos perjudiciales o inhabilitándolos para usos posteriores, lo cual implica alteraciones en las comunidades de organismos asociados, daños económicos y ambientales. |
| | | Dinámica fluvial de aguas superficiales y navegabilidad del río Cauca | Cambios en la dinámica fluvial | <p>Retención de sedimentos y déficit en la carga de sedimentos transportados aguas abajo, modificando el poder erosivo del río; provocando cambios en los sitios de arrastre y depositación, donde el cauce divaga.</p> <p>Esta degradación se reflejará en un aumento de la pendiente del lecho, originando cauces más rectos y eventualmente disminuyendo las formas trenzadas, con lo cual se altera la dinámica del río. Esta condición, sin embargo, también se observa en la situación sin proyecto.</p> |
| | Paisaje | Calidad visual (12 clases) | Modificación del paisaje | Modificaciones perceptuales en la calidad visual por cambios en el cauce debido a procesos de acreción y degradación, y alteraciones en las coberturas vegetales. |
| Biótico | Ecosistemas terrestres | Flora | Cambios en la cobertura vegetal | <p>Alteración de la estructura y composición de la vegetación por fenómenos de acreción y degradación, asociados al transporte de sedimentos y cambios en las características fisicoquímicas del suelo; específicamente, en el aporte nutrientes y la fertilidad de los suelos.</p> <p>Alteraciones debidas a la socavación.</p> |

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) | |
|--------|-----------------------|-------------------------------|---|--|
| | | | Nombre | Descripción |
| | Ecosistemas acuáticos | Fauna | Cambios en la estructura del biotopo y comunidades bénticas | Alteración de las comunidades biológicas por cambios en las características de los suelos y el transporte de sedimentos en el lecho del río. |
| Social | Espacial | Infraestructura de transporte | Afectación de la infraestructura | Afectación parcial o total la infraestructura ribereña, ocasionada por ampliación del canal principal del río Cauca, por socavación. |
| | | Actividades productivas | Alteración en la economía regional | Alteración y/o restricción en el desarrollo de las actividades productivas asociadas al río Cauca, tales como: minería, ganadería, agricultura, pesca y transporte fluvial, debido a los cambios en el transporte de sedimentos que conllevan a los fenómenos de acreción y degradación que podrían alterar la dinámica del río y las actividades económicas asociadas a éste. |
| | | Empleo | | |

Fuente: Elaboración propia a partir del Informe final del estudio de manchas de inundación (2017).

Tabla 13-40: Calificación de los impactos ambientales identificados, por medio y componente, entre el sitio de presa y Nechí, para la situación con proyecto, Escenario Ex-Ante

| Medio | Componente | Nombre | Impacto | | | | | | | | |
|----------|------------------------|--|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | Calificación ^(a) por Tramo del río Cauca | | | | | | | | |
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Abiótico | Suelo | Modificación de las propiedades físicas y químicas | 5,2 | 7,9 | 7,9 | 7,9 | 7,9 | 5,2 | 5,2 | 5,2 | 5,8 |
| | Paisaje | Contaminación de corrientes | 4,4 | 4,4 | 4,4 | 4,4 | 3,9 | 3,9 | 3,9 | 3,9 | 3,9 |
| | | Cambios en la dinámica fluvial | 4,1 | 5,5 | 5,5 | 5,5 | 5,5 | 5,5 | 4,1 | 4,1 | 5,5 |
| | Paisaje | Modificación del paisaje | 1,2 | 4,7 | 1,2 | 4,7 | 4,7 | 4,3 | 4,3 | 4,3 | 4,5 |
| Biótico | Ecosistemas terrestres | Cambios en la cobertura vegetal | 4,8 | 4,8 | 4,8 | 4,8 | 4,8 | 4,8 | 4,8 | 4,8 | 4,8 |

| Medio | Componente | Nombre | Impacto | | | | | | | | |
|-------|-----------------------|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | Calificación ^(a) por Tramo del río Cauca | | | | | | | | |
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| | Ecosistemas acuáticos | Cambios en la estructura del biotopo y las comunidades bénticas | 8,0 | 8,0 | 8,0 | 8,0 | 7,4 | 7,4 | 7,4 | 6,9 | 4,8 |
| | Espacial | Afectación de la infraestructura | 4,2 | 5,2 | 5,2 | 5,2 | 5,2 | 5,2 | 4,2 | 4,2 | 6,9 |
| | | Alteración en la economía regional | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 6,4 | 6,2 | 6,4 | 2,2 | 2,2 | 5,2 |

(a): **Muy significativo:** 7,5-10 **Significativo:** 5-7,5 **Medianamente significativo:** 2,5-5 **Poco significativo:** 0-2,5.

Fuente: Elaboración propia a partir del Informe final del estudio de manchas de inundación (2017).

Tabla 13-41: Justificación de los impactos ambientales evaluados, por medio y componente, entre el sector de presa y Nechí, para la situación con proyecto, Escenario Ex-Ante

| Medio | Componente | Nombre | Impacto |
|----------|------------|--|--|
| | | | Justificación |
| Abiótico | Suelo | Modificación de las propiedades físicas y químicas | <p>Hay una tendencia generalizada, en todos los tramos estudiados, a la degradación, con presencia esporádica de fenómenos locales de acreción del lecho. Este proceso es continuo y de carácter progresivo. La degradación se inicia al finalizar el tramo 1, se extiende hasta el tramo 5 y su magnitud alcanza variaciones máximas hasta -5 m a lo largo de 45 km de río. Luego disminuye y reaparece cerca de Margento, como fenómeno de degradación medio, con variaciones promedio de -2 m durante 30 km, aproximadamente.</p> <p>Cabe mencionar que todos los puntos críticos de susceptibilidad al deslizamiento fueron identificados, en su mayoría, en el tramo 1, y podrían incrementar en el tiempo sus condiciones de inestabilidad de mayor manera que sin proyecto.</p> |
| | Agua | Contaminación de corrientes | El mayor cambio en las condiciones de sólidos y nutrientes procedentes de la cuenca, aguas arriba del sitio de presa, se atenuaría y equilibraría a medida que se incorporan los diferentes afluentes del río, aguas abajo del sitio de presa, que aportan gran cantidad de sedimentos. En relación a los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos de calidad del agua, estos mantienen una relación directa con los afluentes del río y las actividades económicas que se presentan en los tramos de estudio. |

| Medio | Componente | Impacto | |
|-------|------------|--------------------------------|--|
| | | Nombre | Justificación |
| | | Cambios en la dinámica fluvial | <p>Tramo 1: estabilidad en gran parte de este tramo, donde predomina el transporte de sedimentos. En los últimos 10 km de este tramo inicia la degradación producto del desequilibrio energético inducido por la retención del material que naturalmente transporta el río Cauca en el embalse del PHI, que por el cambio en la geología de la zona y el material que reviste el canal, propicia que la magnitud socavada sea de alrededor de 5 m.</p> <p>Tramo 2: el río presenta antiguos cauces hacia su margen izquierda que pueden presentar erosión de sus barras y reapertura de sus antiguos cauces hacia esta margen. Hacia la derecha se podría presentar erosión de sus bermas y afectación de los terrenos aledaños al cauce.</p> <p>Tramo 3: la afectación estaría limitada al cauce del río y los procesos de inestabilidad en sus bermas por la profundización del cauce que pueden abarcar algunos metros, que se estiman como máximo en 5 m para un periodo de 50 años.</p> <p>Tramo 4: tendencia a socavar tanto el lecho como las bancas del canal, con carácter progresivo. Probablemente cuando el proyecto entre en operación, esta zona experimentará problemas relacionados con la remoción de barras, pérdida de islas y ampliaciones del canal principal del río.</p> <p>Tramo 5 y 6: tendencia a socavar tanto el lecho como las bancas del canal, con carácter progresivo. Probablemente cuando el proyecto entre en operación, esta zona experimentará problemas relacionados con la remoción de barras, pérdida de islas y ampliaciones del canal principal del río.</p> <p>Tramo 7 y 8: estabilidad relativa. La capacidad de transporte se encuentra balanceada con la magnitud del material que fue degradado en los tramos 2 al 6. Aquí, en la estabilidad intervienen factores secundarios como la pendiente del cauce y, sobre todo la granulometría que compone el lecho, que pese a ser mayormente arenas y en menor grado gravas finas, oponen resistencia a que el flujo continúe el proceso de resuspensión. Existe también una acreción importante de sedimentos, que en magnitud parecieran corresponder a lo que naturalmente depositaría el río en esta zona.</p> <p>Tramo 9: este tramo presenta un fenómeno prolongado de degradación de lecho y bancas, propiciado por la disminución en el diámetro del material característico que recubre el canal del río. La curva granulométrica (más fina que la observada en los tramos 7 y 8), ofrece menor resistencia a procesos de resuspensión permitiendo fenómenos erosivos que varían entre 1m y 5m, lo que permitiría que el río destruya barras e islas, y genere la reapertura de canales y procesos de inestabilidad en las bermas de los cauces. Se puede concluir de acuerdo con su evolución en el tiempo, que se trata de un fenómeno pasivo pero continuo.</p> |
| | Paisaje | Modificación del paisaje | |

| Medio | Componente | Impacto | |
|---------|------------------------|---|--|
| | | Nombre | Justificación |
| | | | <p>Tramo 1: El impacto sobre el paisaje es poco significativo, pues la topografía del cañón impide en gran medida la divagación del río y la socavación lateral del mismo; de modo que, aunque se presente en estos tramos el fenómeno de degradación, los efectos en la percepción visual del paisaje son muy pocos.</p> <p>Tramo 2 a 9: Los mayores valores de socavación y la divagación del río afectarían la percepción visual debido a los cambios morfológicos y sus eventuales alteraciones de la cobertura vegetal.</p> |
| | Ecosistemas terrestres | Cambios en la cobertura vegetal | La tendencia generalizada a la degradación con presencia esporádica de fenómenos locales de acreción, es negativa para toda la sección del río. Las coberturas vegetales ribereñas podría verse afectadas por tres factores: i) disminución de los nutrientes; ii) por posible socavación lateral (y con ello pérdida del suelo en los tramos intermedios donde predominan el bosque fragmentado y los pastos); y, iii) la prolongada degradación del lecho y bancas (propiciada por la disminución en el diámetro del material en el último tramo de estudio (dónde predominan los boques fragmentados, los pastos limpios y los mosaicos de cultivos). |
| Biótico | Ecosistemas acuáticos | Cambios en la estructura del biotopo y las comunidades bénticas | El impacto aguas abajo de la presa por la retención de sedimentos y la socavación del lecho, es muy significativo. Se espera que aproximadamente diez años después de la entrada en operación de una central hidroeléctrica, la degradación del lecho aguas abajo, pueda ser de varios metros y los daños causados se manifiesten cientos de kilómetros aguas abajo del embalse (Clemmons, 2009). La composición y estructura de las comunidades bénticas depende de la interacción entre las características fisicoquímicas e hidrológicas del hábitat. Así, cambios en la cantidad y calidad de los sedimentos afectarían las comunidades bentónicas, que son parte del recurso alimenticio de diferentes especies de peces. Lo anterior, no obstante la alteración en la composición de la oferta, y dado que una de las principales características de las especies de peces presentes en este sector de la cuenca es que tienen un amplio espectro alimenticio, permitiría aprovechar otros recursos disponibles; aminorándose así el impacto sobre las comunidades de peces. |
| Social | Espacial | Afectación de la infraestructura | <p>La calificación fue poco significativa para los tramos 1, 7 y 8. El primero de ellos por tener una gran estabilidad en gran parte del tramo, predominando básicamente el fenómeno de transporte de sedimento. En los tramos 7 y 8 la capacidad de transporte se encuentra balanceada con la magnitud del material que fue degradado de los anteriores tramos. En la aparente estabilidad de esta zona intervienen factores secundarios como la pendiente del cauce y sobre todo la granulometría que compone el material de lecho.</p> <p>Los tramos restantes tienen un impacto medianamente significativo, debido a que presentan tendencia clara a socavar tanto el lecho como las bancas del canal -con un carácter progresivo- que parece atenuarse al final del tramo 6; activándose nuevamente en el tramo 9. Los resultados obtenidos indican que cuando el proyecto entre en operación, esta zona será muy susceptible a sufrir problemas relacionados con la remoción de barras, pérdida de islas y probables ampliaciones del canal principal del río; hecho que sumado a los comportamientos históricos de divagación del río Cauca, implicarían riesgos en la infraestructura ribereña, como es el caso de viviendas, puentes, obras de protección, entre otras.</p> |

| Medio | Componente | Impacto | |
|-------|------------------------------------|---------|--|
| | | Nombre | Justificación |
| | Alteración en la economía regional | | <p>Se debe considerar que las veredas ubicadas a ambas márgenes del río Cauca en los nueve tramos de estudio, pertenecen a municipios de la región norte de Antioquia (Ituango, Briceño y Valdivia) y a la región del bajo Cauca de Antioquia (Tarazá, Cáceres, Caucasia y Nechí).</p> <p>Para la región norte, las principales actividades corresponden a ganadería bovina para producción de leche, y la porcicultura. Entre las actividades agrícolas se destacan los cultivos de papa, frijol, maíz, plátano, caña de azúcar, café y hortalizas. También se realizan actividades mineras en el río Cauca a muy baja escala, predominando la explotación con draga.</p> <p>En el bajo Cauca, la mayor participación la tiene la ganadería, la minería y los cultivos de arroz; seguida por el sector de comercio, hoteles y restaurantes. La participación de estos dos últimos sectores se explica por la dinámica de la explotación aurífera, los cultivos ilícitos y el hecho de ser un lugar geográficamente estratégico. La actividad comercial tiene como centro dinamizador a Caucasia, seguido por Tarazá, en donde se ha visto un aumento significativo del sector informal impulsado por la escasez de empleo en la minería y los desplazamientos involuntarios derivados del conflicto armado.</p> <p>En todos los tramos del río, el transporte fluvial de lanchas a motor es una actividad tradicional y representativa que, además de facilitar la movilidad de la zona, representa una actividad comercial remunerada.</p> <p>Finalmente, la pesca es otra actividad de importancia realizada en el río Cauca. Las principales especies explotadas son bagre, mojarra, barbudo, cachama y bocachico. La comercialización se realiza mayormente en las cabeceras de Cáceres, Caucasia, Tarazá y Nechí, y con una menor oferta, en el corregimiento de Puerto Valdivia.</p> <p>Tanto la minería como la pesca se verían afectadas por la retención de sedimentos en el embalse, aunque existirá redistribución del material con potencial minero que sufrirá erosión en algunos sitios, siendo transportado y depositado en aguas donde haya acreción; lo que ayudaría a mantener la recarga del material de interés minero. Además, la posible divagación que se puede presentar en el cauce de estos tramos daría acceso a nuevas fuentes de materiales por abandono de cauce, barras y playas, actualmente con una dinámica que no permite realizar actividad minera continua en ellas.</p> <p>Respecto al transporte fluvial, se espera que la navegabilidad se mantenga y mejore en los tramos donde se presenten los fenómenos de degradación, e incluso permita el uso de embarcaciones de mayor calado que las utilizadas actualmente.</p> <p>En cuanto a la actividad pesquera, los cambios en la tasa de sedimentos aguas abajo de la presa, afectarán la composición de especies bentónicas que son parte del recurso alimenticio de los peces; y, si bien se prevé un impacto como consecuencia de la alteración en la composición de la oferta, el amplio espectro alimenticio de estos, les permitiría aprovechar otros recursos disponibles en el ecosistema.</p> |

| Medio | Componente | Impacto | |
|-------|------------|---------|--|
| | | Nombre | Justificación |
| | | | Por último, el mayor impacto sobre las actividades agropecuarias está dado por los cambios geomorfológicos del río, los cuales se espera que sean mayores en las zonas donde se incrementan los fenómenos de socavación y se extiende la divagación del río, disminuyendo las disponibles para cultivos y levante de ganado. |

Fuente: Elaboración propia a partir del Informe final del estudio de manchas de inundación (2017).

Situación Ex-Post-1

Tabla 13-42: Evaluación de riesgos del proyecto, en relación a las contingencias del 28 de abril y 12 de mayo de 2018, Escenario Ex-Post-1

| Amenazas | | | | | | | | | | Riesgo | Comentario |
|----------|-----------------------|--|---|-----------------------------|---------|---|---|-------------------------------|---------|--------|---|
| Tipo | Característica | Causa | Consecuencia | Probabilidad ^(c) | | Escenarios | Elementos afectados | Vulnerabilidad ^(d) | | | |
| | | | | Categoría | Puntaje | | | Categoría | Puntaje | | |
| Exógenas | Movimientos sísmicos. | Subducción, fallas locales o regionales. | Desestabilización en obras y/o taludes. | Probable ^(g) | 4 | Área de influencia directa e indirecta ^(b) del proyecto. | Comunidades presentes en el área de influencia y personal que trabaja en el proyecto. | Catastrófica | 4 | 16 | Sismos de diseño considerados ^(a) : SBO: 200 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,16 g. |
| | | | Asentamiento excesivo que genere flujo sobre la cresta de la presa por rebosamiento del embalse (<i>overtopping</i>). | | | | Infraestructura física existente. | Grave | 3 | 12 | SMP: 500 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,29 g. |

| | | | | | | | | | | | |
|--|---|--|---|----------|---|--|---|--------------|---|----|--|
| | | | Deslizamientos en masa que generen ondas que sobrepasen la altura de la estructura de retención. | | | | Obras del proyecto. | Grave | 3 | 12 | SMC: > 2.500 años. Aceleración horizontal Máxima: 0,80 g. |
| | | | | | | | Comunidades presentes en el área de influencia y aguas abajo de la presa. | Catastrófica | 4 | 16 | CMP: 25.300 m ³ /s. Utilizado para el diseño del vertedero y demás obras. |
| | | | | Probable | 4 | | Comunidad vinculada a las obras del proyecto. | Leve | 2 | 8 | Su afectación es circunstancial. En la medida que la obra avanza y concluye, su número será menor. |
| | | | | | | | Infraestructura física existente. | Grave | 3 | 12 | Puede afectar por la conectividad y los flujos económicos en la zona comprometida. |
| | Crecientes e inundaciones aguas abajo del sitio de presa. | Crecientes excepcionales, dado que el vertedero no está diseñado para operar continuamente | Inundación de la zona de captación y obras principales durante la etapa de construcción y/u operación; así como zonas | | | Cuenca del río Cauca, aguas abajo de la presa. | Obras del proyecto. | Grave | 3 | 12 | Potencial de afectar vía a Puerto Valdivia, aguas abajo. |

| | | | | | | | | | | | |
|---|--|--|---|-----------|---|---|--|--------------|---|----|--|
| | | , y eso podría debilitarlo estructuralmente. | aledañas aguas abajo de la presa. | | | | | | | | |
| | | | | | | | Biota (flora y fauna íctica presente en el río aguas abajo del sitio de la presa). | Leve | 2 | 8 | Las crecidas históricas son parte de la variabilidad natural del ecosistema, y, en ese sentido, existe capacidad de adaptación y resiliencia a los nuevos escenarios. |
| Desprendimiento de bloques, deslizamientos, derrumbes y desestabilización de taludes. | Movimientos en masa en sectores de topografía escarpada. | Inestabilidad de macizos rocosos adyacentes a excavaciones subterráneas. | Generación de olas que sobrepasen la altura de la presa (<i>overtopping</i>). | Ocasional | 3 | Embalse. | Comunidades presentes aguas abajo. | Catastrófica | 4 | 12 | La generación de olas dentro del embalse y/u obstrucciones que dificulten o impidan el flujo como ha sido diseñado para la presa, podría derivar en un <i>overtopping</i> , que representa un factor de falla. |
| | | | | | | Obstrucción de la descarga intermedia. | | | | | |
| | | | | | | Obstrucción de compuertas. | | | | | |
| | | | | | | Obstrucción de vertedero. | | | | | |
| | | | | | | Arrastre de material vegetal de grandes dimensiones y/o cantidades. | | | | | |
| | Recurso hídrico superficial. | Grave | 3 | 9 | | | | | | | |
| | Recurso suelo. | Grave | 3 | 9 | | | | | | | |
| | Infraestructura física existente. | Grave | 3 | 9 | | | | | | | |
| | | | | | | Catastrófica | 4 | 12 | | | |

| | | | | | | | | | | | |
|--|--|---|--|----------|---|---|---|-------|---|----|---|
| | | Inestabilidad de taludes en cortes de terreno en construcciones de vía. | | | | Caída de rocas en plataforma de compuertas. | Obras del proyecto. | | | | |
| | | Deslizamiento Romerito en margen derecho del río. | | | | | | | | | |
| | | Lluvia. | | | | | Biota (flora). | Grave | 3 | 9 | |
| | | Desestabilización y derrumbe de las paredes o techo de la excavación, | | Probable | 4 | Zonas de disposición de sobrantes de | Comunidades presentes en el área de influencia directa. | Leve | 2 | 8 | No debiera representar riesgo para la vida, sino para las actividades desarrolladas, de modo temporal y reversible. |
| | | | | | | | Obras del proyecto. | Grave | 3 | 12 | Afectación puntual pero eventualmente estratégica. |
| | | | | | | | Recurso suelo. | Leve | 2 | 8 | |

| | | | | | | | | | | | |
|-----------|---------------------------|---|--|-----------|---|--|--|--------------|---|----|---|
| | Subsidencia o hundimiento | durante la extracción de material del subsuelo. | Hundimiento y fractura por desconfinamiento del macizo | | | excavación, vías de acceso, sitios de obras. | | | | | Es una zona puntual y delimitada la que se afecta. |
| | | | | | | | Infraestructura física existente. | Grave | 3 | 12 | Puede afectar por la conectividad y los flujos económicos en la zona comprometida. |
| Endógenas | | Falla estructural. | Devastadoras | Ocasional | 3 | Cuenca del río Cauca y La Mojana, aguas abajo de la presa. | Comunidades presentes aguas abajo de la presa. | Catastrófica | 4 | 12 | La presa está diseñada con el criterio de máxima seguridad. |
| | | Evento sísmico. | | | | | Comunidad vinculada a las obras del proyecto. | Grave | 3 | 9 | El área sensible a la ola producida iría desde la confluencia de los ríos Cauca e Ituango, hasta La Mojana. |
| | | Crecientes excepcionales. | | | | | Infraestructura física existente. | Catastrófica | 4 | 12 | Caudales picos máximos entre 258.000 y 320.000 m ³ /s (cifras redondeadas; según modelo de cálculo utilizado y tipo de |
| | | Fallas materiales (falla de compuertas). | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------------|--|----------|---|---|--------------------------------|-------------------------------|--------------|----|--|--|
| | | Fallas humanas. | | | | | Obras del proyecto. | Catastrófica | 4 | 12 | falla -excluidos fallos de compuertas y destaponamientos-, para presa con altura 435 m.s.n.m. y nivel inicial de embalse de 420 m.s.n.m.). |
| | | | | | | | Biota (flora y fauna íctica). | Catastrófica | 4 | 12 | Tiempo de falla para alcanzar el caudal pico: 0,3 – 3 horas (dependiendo del método de cálculo y tipo de falla). |
| Inundación de cavernas o casa de máquinas. | Caverna o casa de máquinas | Suspensión y retraso en la construcción y entrada en operación del proyecto. | Probable | 4 | Retraso de la entrada en operación de la descarga intermedia. | Proyecto. | Catastrófica | 4 | 16 | Aumento significativo en los costos y pérdida de oportunidades de negocio. | |
| | | | | | Falla del vertedero. | Infraestructura de la caverna. | Catastrófica | 4 | 16 | | |
| | | | | | | Equipos y maquinarias. | Catastrófica | 4 | 16 | | |

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---|--|---|----------|--|---|--------------|--------------|----|---|
| | Destaponamiento de túneles de evacuación o GAD | Liberación súbita de los materiales que obstruyen los túneles de evacuación y la GAD. | Inundación y afectación de la población y su dinámica habitual, deterioro o destrucción de viviendas, infraestructura, equipamiento, componentes ambientales, recursos naturales, servicios ecosistémicos de la zona y el territorio aguas abajo de la presa (cuenca del Cauca y Mojana) | Probable | 4 | Cuenca del río Cauca, aguas abajo de la presa. | Población, viviendas, infraestructura, equipamiento, economía local, costumbres, ecosistemas y sus servicios ambientales y sociales. | Catastrófica | 4 | 16 | Caudales pico entre 8.0000 y 16.000 m ³ /s (dependiendo de número de destaponamientos) |
| | Operación extendida del vertedero | Imposibilidad de usar la descarga intermedia ni de turbinar el agua. | Riesgo de falla estructural. | Alteración del lecho del río por socavación y acreción por transporte de sedimentos de la caída del agua. Eliminación de la vegetación al frente | Probable | 4 | Inspección, rediseño, restauración, reconstrucción de túneles de conducción, caverna de máquinas, bóveda de transformadores, almenaras y obras asociadas. | Vertedero. | Catastrófica | 4 | |
| Casa de máquinas. | | | Catastrófica | | | | | | | | |
| Equipos y maquinaria. | | | Catastrófica | | | | | 4 | 16 | | |

| | | | | | | | | | | | |
|---------------------|----------------------------------|--|---|---|--|---|---|--------------|---|----|--|
| | | | del vertedero por saturación de vapor. | | | | Taludes denudados y humectados. | Grave | 3 | 12 | Pérdida de vegetación y de estabilidad. |
| | | | Pérdida de estabilidad de las laderas por pérdida de vegetación y saturación del suelo con vapor de agua. | | | Retraso en instalación y operación de máquinas y equipos de generación por las contingencias ocurridas. | Lecho ribereño, transporte de sedimentos. | Catastrófica | 4 | 16 | Variaciones en las características fisicoquímicas del cuerpo de agua. |
| | | | | | | | Biota terrestre y acuática. | Grave | 3 | 12 | Alteraciones en la distribución y abundancia. |
| | | | | | | No cumplimiento de las medidas preventivas. | Proyecto | Grave | 3 | 12 | Aumento significativo en los costos y pérdida de oportunidades de negocio. |
| Cese de actividades | Orden de la autoridad ambiental. | Retraso en la construcción y entrada en operación. | Probable | 4 | Falta de seguridad de las obras civiles. | Grave | | | | | |
| | | | | | | Falta de seguridad para las comunidades aguas abajo de la presa. | Comunidades aguas abajo. | Catastrófica | 4 | 16 | Riesgo para la integridad personal, los inmuebles y las pertenencias. |

(a): SBO: sismo básico de operación; SMP: sismo máximo probable; SMC: sismo máximo creíble.

(b): área de influencia indirecta = área de afectación potencial.

(c): 1: Improbable ($f= 1/50$ años); 2: Remota ($f= 1/25$ años); 3: Ocasional ($f= 1/10$ años); 4: Probable ($f= 1/5$ años); 5: Frecuente ($1/1$ año).

(d): 1: Insignificante (Genera consecuencias de baja intensidad, puntuales, fugaces, de efecto secundario y recuperables de manera inmediata o reversibles en el corto plazo. No se producen lesiones personales incapacitantes); 2: Leves (Genera consecuencias de mediana intensidad, puntuales, temporales, de efecto directo y recuperable o reversible en el mediano plazo, Ocasiona lesiones leves o incapacidad temporal a las personas); 3: Graves (Genera consecuencia de alta intensidad, extensas, temporales, de efecto directo, mitigable o reversible en el largo plazo. Generan lesiones graves o incapacidad parcial permanente en las personas); 4: Catastróficas (Genera consecuencias de muy alta intensidad, muy extensas, permanentes, de efecto directo, irrecuperable e irreversible. Generan muerte o incapacidad total y permanente a las personas).

(e): **Riesgo = Probabilidad (puntaje) X Vulnerabilidad (puntaje).** 1-4: **Aceptable**: no representan una amenaza significativa y sus consecuencias no son graves; 5-8: **Tolerable**: tienen un nivel de amenaza alto y pueden ocasionar daños significativos. Requieren de planes de atención; >9: **Critico**: pueden causar daños graves. Requieren de planes de atención prioritarios, a corto plazo y monitoreo intensivo.

(f): La causa que gatilló las contingencias y el rápido aumento del nivel en el embalse en abril de 2018.

(g): Sismos más pequeños y frecuentes pueden desencadenar una falla (mientras el estudio de ingeniería de Pöyry no lo descarte o diga algo en contrario).

Fuente: Elaboración propia a partir de Tablas 9.1 a 9.11 del Capítulo 9 del EIA (2007), punto 2.1 del Plan de contingencia del SAD (2016), Estudio para la delimitación de zonas inundables hacia aguas abajo de la presa (2018; Rompimiento de Presa. Se modelaron escenarios de falla correspondientes a Sobrevertido, Tubificación y Destaponamiento de túneles), y visitas a terreno.

Tabla 13-43: Contenido del Plan de Emergencias y Contingencias (PEC). Escenario Ex-Post-1

| Plan de Contingencia | | | | | |
|--|-------------------------------|---|--|---|---|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Preparación de la respuesta a emergencia | Capacitación. | Entregar herramientas a la población para prevenir y atender un evento contingente. | Personal en obras del proyecto, hospitales, alcaldías, juntas de acción comunal, asociaciones de productores, colegios y escuelas. | Talleres teórico-prácticos con personal experto sobre los riesgos del proyecto en etapa de construcción y operación; sus medidas preventivas y de atención. Trimestrales. | Vincular a las comunidades, personal trabajando en obras, administraciones locales (comités locales para la prevención y atención de desastres), fuerzas vivas, y entidades relacionadas (UNGRD, SNGRD, otros). |
| | Simulaciones y simulacros. | | | | |
| | Equipamiento. | Entregar herramientas a personas que componen comités, brigadas y entidades externas, para atender oportuna y eficazmente una emergencia. | Comunidades aguas arriba (Municipios del área de influencia) y abajo de la presa (municipios de Bajo Cauca y La Mojana). | Charlas de divulgación y realización de simulacros. Trimestralmente durante la construcción, y semestralmente durante la vida útil del proyecto. | |
| | Planeación y organización. | | | | |
| | Equipo de respuesta al PEC. | | | | |
| | Roles y responsabilidades. | | | | |
| Programas | Evaluación y conocimiento del | | | Información sobre las características geográficas, físicas | |

| Plan de Contingencia | | | | | |
|----------------------|---|--|---|--|------------|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| | <p>riesgo para la toma de decisiones.</p> <p>Protección financiera para reponer bienes económicos de beneficio y satisfacción de servicios básicos.</p> <p>Fortalecimiento interinstitucional con las comunidades del área de influencia del proyecto.</p> <p>Preparación para la respuesta efectiva frente a emergencia y desastre.</p> <p>Preparación para facilitar la recuperación.</p> | <p>Conocimiento de la emergencia por inundaciones, crecientes, y descargas máximas por rompimiento o falla de la presa; por movimientos sísmicos; por desprendimiento de bloques, deslizamientos, derrumbes y desestabilización de taludes; por otros escenarios (incendio forestal, aglomeraciones de público, alteraciones del orden público); por derrame de sustancias peligrosas; por razones sanitarias.</p> <p>Estructuración de pólizas para protección de bienes públicos y privados.</p> | <p>Personal de empresas y entidades externas, que participan en comités y brigadas para la atención de emergencias.</p> | <p>y de vegetación (bosques) de los lugares.</p> <p>Conocimiento y difusión de las zonificaciones de riesgo.</p> <p>Difusión y seguimiento a los planes municipales de gestión del riesgo y sus escenarios.</p> <p>Formación y entrenamiento en gestión del riesgo.</p> <p>Capacitación del recurso humano.</p> <p>Estructuración de mecanismos de apoyo entre municipios.</p> | |

| Plan de Contingencia | | | | | |
|---|--|---|---|---|------------|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Ejecución de respuesta a emergencias | <p>Establece niveles de emergencia (4).</p> <p>Establece niveles de activación (alerta, 4).</p> <p>Establece pasos para la activación de alarmas.</p> <p>Establece niveles de activación de la respuesta según nivel de la emergencia.</p> <p>Establece procedimientos para la atención por tipo de emergencia.</p> <p>Define actividades críticas para la atención de una emergencia.</p> | <p>Definir las actividades necesarias para la atención de la emergencia para la protección de la población y la reducción de sus daños y pérdidas.</p> | <p>Población en el área de influencia y de afectación^(a).</p> | <p>Centro de Monitoreo Técnico informa de parámetros de seguimiento y su nivel de amenaza.</p> <p>Niveles de emergencia: Normal, Leve, Moderado, Crítico.</p> <p>Niveles de alerta: verde, amarilla, naranja, roja. Cada nivel tiene acciones de respuesta asociadas.</p> <p>Define pasos y acciones de activación de alarma y articulación entre diferentes actores.</p> | |
| Actualización del plan de emergencia y contingencia | <p>Define mecanismo y frecuencia de actualización del PEC.</p> | <p>Mantener el PEC ajustado según las condiciones de las amenazas, las recomendaciones de la autoridad y variaciones en los aspectos técnicos del proyecto.</p> | <p>Proyecto, comunidad y entidades externas.</p> | <p>Seguir el lineamiento establecido en el Decreto 2157 (2017).</p> | |

| Plan de Contingencia | | | | | |
|------------------------------------|---|-----------|---------------|-------------|------------|
| Lineamiento | Características | Objetivos | Beneficiarios | Metodología | Comentario |
| Plan de inversiones ^(b) | Entre 2014 y 2017 se asignaron, de manera directa por EPM, \$7.394 MM COP. Para el periodo 2017-2020, se contempla la ejecución de \$13.851.918.318 MMM COP. Para la contingencia, entre abril de 2018 y mayo de 2019, se han asignado \$91.316 MM COP, según las siguientes partidas: <ol style="list-style-type: none"> 1. Ayuda humanitaria de emergencia: \$67.618 MM COP. 2. Apoyo operativo y logístico a municipios: \$250 MM COP. 3. Apoyo económico afectados: \$23.494 MM COP. | | | | |

(a): no se explicita en el PGRDEPP, pero se asume que debe incluirse.

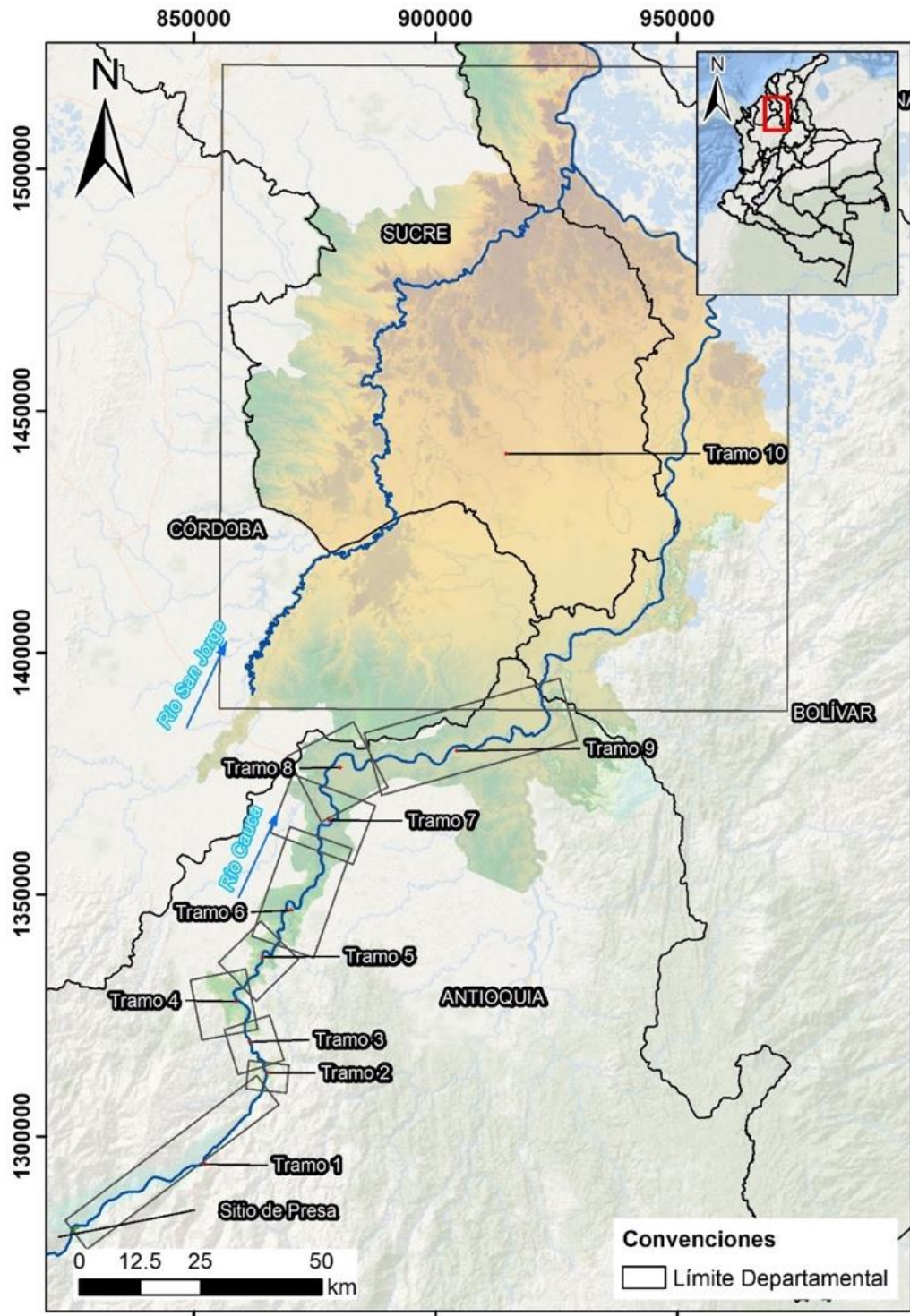
(b): no se explicitan montos en el documento revisado, sin embargo, se incluye información entregada en julio de 2019 y algunos proxys aparecidos en diferentes documentos revisados.

Fuente: Elaboración propia a partir del PGRDEPP (12.2018)

Tabla 13-44: Delimitación de tramos del río Cauca, entre el sitio de presa y la Mojana

| Tramo | Abscisa inicial | Abscisa final | Longitud del Tramo (km) | Pendiente promedio (%) | Característica |
|-------|-----------------|---------------|-------------------------|------------------------|----------------|
| 1 | km 00+000 | km 54+000 | 55 | 0,223 | Cañón |
| 2 | km 54+000 | km 60+000 | 5 | 0,063 | Planicie |
| 3 | km 60+000 | km 68+000 | 10 | 0,119 | Cañón |
| 4 | km 68+000 | km 79+000 | 10 | 0,053 | Mixto |
| 5 | km 79+000 | km 94+000 | 15 | 0,082 | Mixto |
| 6 | km 94+000 | km 124+000 | 30 | 0,060 | Planicie |
| 7 | km 124+000 | km 138+000 | 15 | 0,054 | Planicie |
| 8 | km 138+000 | km 159+000 | 20 | 0,017 | Planicie |
| 9 | km 159+000 | km 214+008 | 54 | 0,027 | Planicie |
| 10 | km 214+008 | km 395+888 | 182 | <0,1 | Planicie |

Fuente: Tabla 1.1. Estudio hidráulico para la delimitación de zonas inundables hacia aguas abajo del sitio presa. Informe modelo de fallos, Contingencia (Hidro Ituango, 2018).



Fuente: Figura 1.2. “Atención requerimiento Resolución 720 del 16 de mayo de 2018 de la ANLA, Artículo primero, Numeral 1, Literal I” (2018).

Figura 13-159: Zona de afectación potencial, y tramos de análisis del río Cauca y La Mojana, aguas abajo de la presa, para mancha de inundación para vertimiento de 263.000 m³/s

Tabla 13-45: Identificación de los impactos ambientales, por componente y elemento, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) |
|---|-------------------------|--|---|
| Abiótico | Geología. | Geomorfología. | Se podrá evaluar, eventualmente, luego del informe de ingeniería. |
| | | Estabilidad de terrenos. | |
| | Suelo. | Calidad. | Modificación de las propiedades físicas y químicas en zonas inundadas. |
| | | Usos. | Pérdida de usos agrícolas en zonas inundadas. |
| | Agua. | Calidad de aguas superficiales. | Alteración de los parámetros físicos y químicos aguas abajo de la presa. Pérdida de sedimentos en el río Cauca, aguas abajo de la presa ("aguas claras"). |
| | | Disponibilidad de aguas superficiales. | Aumento y disminución súbita del caudal del río Cauca (por taponamiento/destaponamiento de túneles y GAD). |
| Dinámica fluvial y navegabilidad del río Cauca. | | Alteraciones de la dinámica fluvial y la navegabilidad. | |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Flora. | Cambios en la cobertura vegetal. |
| | Ecosistemas acuáticos. | Flora & Fauna. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. |
| Social | Demográfico | Dinámica social. | Evacuación y relocalización de población. |
| | Espacial. | Servicios. | Afectación en la prestación del servicio. |
| | | Infraestructura y equipamiento. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. |
| | | Actividades productivas. | Alteración de la economía local y regional. |
| | | Empleo. | |
| | Política. | Relaciones de poder. | Irrupción de grupos ilegales. |
| Organización y gestión comunitaria. | | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | |

Tabla 13-46: Descripción de los impactos ambientales identificados, por medio, componente y elemento, para el sector entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) | |
|----------|------------|-------------------------|---|---|
| | | | Nombre | Descripción |
| Abiótico | Suelo. | Calidad. | Modificación de las propiedades físicas y químicas. | Modificación por acreción y degradación, en zonas inundadas. |
| | | Usos. | Pérdida de usos. | Imposibilidad de uso temporal en zonas inundadas en las riberas e islas e islotes interiores. Eventualmente, modificación de la estructura y la fertilidad, en aquellas zonas donde hubo mayor acreción y posterior depositación. |

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) | |
|---------|-------------------------|--|---|--|
| | | | Nombre | Descripción |
| | Agua. | Calidad de aguas superficiales. | Alteración de los parámetros físicos y químicos. | Aumento en la carga de sedimentos transportados aguas abajo. |
| | | Disponibilidad de aguas superficiales. | Variaciones del caudal del río Cauca. | Afectación de los caudales medios por contingencias de vertimiento, por destaponamiento de canales de desvío y GAD. |
| | | Dinámica fluvial y navegabilidad. | Alteraciones de la dinámica fluvial y la navegabilidad. | Potenciales variaciones en la morfología del lecho y del río, que afectan su dinámica fluvial y la navegabilidad. |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Flora y Fauna. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. | Alteración de la estructura y composición de la vegetación por fenómenos de acreción y degradación, asociados al transporte de sedimentos y cambios en las características fisicoquímicas del suelo; específicamente, en el aporte nutrientes y la fertilidad de los suelos. |
| | Ecosistemas acuáticos. | | | Migración y desaparición de especies de vertebrados e invertebrados producto de la inundación. |
| Social | Demográfico. | Dinámica social. | Evacuación y relocalización de población. | Evacuación y relocalización en las zonas afectadas por la inundación del 12 de mayo, y la población residente en zonas de alerta de evacuación, según Circular 042 (14.06.2018) vigente, de la UNGRD. |
| | Espacial. | Infraestructura y equipamiento. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. | Afectación parcial o total de la infraestructura y equipamiento de las zonas inundadas, alterando la dinámica habitual de movilidad. |

| Medio | Componente | Elemento ^(a) | Impacto ^(b) | |
|-------|------------|-------------------------------------|--|---|
| | | | Nombre | Descripción |
| | | Actividades productivas. | Alteración en la economía local y regional | Alteración en la economía regional por afectación de las actividades productivas habituales, pérdida de cosechas, de empleos, y/o imposibilidad de realizar las actividades habituales como pesca, minería artesanal (barequeros), ganadería, agricultura, transporte fluvial y comercio, en las zonas inundadas y aquellas afectadas por cambios en el transporte de sedimentos (acreción y degradación) y los cambios en la dinámica del río y sus riberas. |
| | | Empleo. | | |
| | Política. | Relaciones de poder. | Irrupción de grupos ilegales. | Interferencia de grupos armados y violentos en las acciones dirigidas a atender la contingencia y mantener el flujo de bienes y servicios desde EPM a las comunidades afectadas. |
| | | Organización y gestión comunitaria. | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | Acercamiento y presencia en las comunidades afectadas y/o amenazadas, para contruir y estrechar vínculos en pos de una mejor coordinación de las acciones destinadas a la atención de la emergencia y recuperación, así como en búsqueda de soluciones conjuntas entre los actores involucrados y los participantes en general. |

Tabla 13-47: Evaluación de los impactos ambientales del medio social, entre el sitio de presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1

| Medio | Componente | Elemento | Impacto | | | | | | | | | | |
|----------|-------------------------|--|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | Calificación por tramo del río Cauca | | | | | | | | | | |
| | | | Nombre | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Abiótico | Suelo. | Calidad. | Modificación de las propiedades físicas y químicas. | 1,3 | 2,3 | 1,3 | 2,0 | 0,9 | 0,6 | 0,2 | 0,2 | 0,1 | 0,1 |
| | | Usos. | Pérdida de usos. | 1,2 | 2,3 | 2,1 | 2,1 | 0,9 | 0,3 | 0,2 | 0,2 | 0,1 | 0,1 |
| | Agua. | Calidad de aguas superficiales. | Alteración de los parámetros físicos y químicos. | 1,8 | 1,7 | 1,8 | 1,8 | 0,6 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,1 |
| | | Disponibilidad de aguas superficiales. | Variaciones del caudal del río Cauca. | 0,5 | 0,5 | 0,4 | 0,4 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| | | Dinámica fluvial y navegabilidad. | Alteraciones de la dinámica fluvial y la navegabilidad. | 4,2 | 4,2 | 4,8 | 4,8 | 1,8 | 0,5 | 0,5 | 0,4 | 0,3 | 0,1 |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Flora y Fauna. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. | 1,7 | 2,4 | 2,0 | 1,0 | 0,7 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,1 |
| | Ecosistemas acuáticos. | | | 3,0 | 3,0 | 2,7 | 1,8 | 1,4 | 0,5 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,1 |
| Social | Demográfico. | Dinámica social. | Evacuación y relocalización de población. | 6,2 | 6,2 | 3,9 | 4,8 | 1,3 | 0,6 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,1 |
| | Espacial. | Infraestructura y equipamiento. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. | 5,2 | 5,2 | 2,6 | 1,6 | 0,6 | 0,3 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,1 |
| | | Actividades productivas. | Alteración en la economía local y regional | 8,3 | 6,3 | 4,0 | 4,2 | 1,7 | 0,5 | 0,4 | 0,4 | 0,3 | 0,1 |
| | | Empleo. | | 6,4 | 6,4 | 4,0 | 4,3 | 1,7 | 0,5 | 0,4 | 0,4 | 0,3 | 0,1 |
| | Política. | Relaciones de poder. | Irrupción de grupos ilegales. | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 | 6,6 |
| | | Organización y gestión comunitaria. | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 |

(a): Muy significativo: 7,5-10 ■ ; Significativo: 5-7,5 ■ ; Medianamente significativo: 2,5-5 ■ ; Poco significativo: 0-2,5 ■ ; Positivo: ■

Tabla 13-48: Justificación de los impactos ambientales sociales evaluados, entre el sector presa y La Mojana. Escenario Ex Post-1

| Medio | Componente | Impacto | |
|----------|------------|---|--|
| | | Nombre | Justificación |
| Abiótico | Suelo. | Modificación de las propiedades físicas y químicas. | <p>Impacto negativo. Poco significativo, a lo largo de los diez tramos del río y territorios asociados, evaluados.</p> <p>No obstante el vertimiento súbito de 6.000 m³/s, pudo provocar inundaciones que cubrieran los suelos, esto ocurrió puntualmente en el primer segmento en la localidad de Puerto Valdivia (4,77 ha; 19,6% de afectación), donde se registraron inundaciones que provocaron daños y pérdidas de viviendas ubicadas en zonas de inundación. En el segundo segmento, El Doce, se registró una afectación de 5,67 ha (16,8%).</p> <p>De tal modo, se asumió que la afectación fue puntual, de corta duración y baja vulnerabilidad por encontrarse en zonas de inundación propias de la dinámica del río. Mientras más lejos del sitio presa, el efecto de la contingencia fue menos importante y más atenuado.</p> |
| | | Pérdida de usos. | <p>Impacto negativo. Poco significativo, en todos los tramos del río y territorios asociados, evaluados.</p> <p>Dado que el impacto anterior resultó poco significativo y no se registraron inundaciones ni extensa ni perdurables, se asume que los usos del suelo no se vieron afectados de modo importante.</p> |
| | Agua. | Alteración de los parámetros físicos y químicos. | <p>Impacto negativo. Poco significativo, a lo largo de los diez tramos del río y territorios asociados, evaluados.</p> <p>Los resultados de los monitoreos realizados entre mayo de 2018 y enero de 2019 (en tres estaciones -Puente 64, El Gauico y Sinitavé- ubicadas en los primeros 10-12 km aguas abajo del sitio de presa, no muestran variaciones significativas ni fuera de la norma (cuando existe) para pH, temperatura, conductividad, oxígeno disuelto, alcalinidad total, turbiedad (cuyo efecto es menor dada la retención y depositación de sedimentos en el embalse), sólidos (totales, sedimentables, disueltos; que se encuentran disminuidos por su retención en el embalse) y demanda biológica de oxígeno. A medida que la secciones del río están más lejos del sitio de presa, el vertimiento súbito y puntual tiene menos influencia y los eventuales cambios pueden asociarse a condiciones locales (escorrentía de lluvia, tributarios, agricultura, ganadería, minería, otros).</p> |
| | | Variaciones del caudal del río Cauca. | <p>Impacto negativo. Poco significativo en todos los tramos del río y sus territorios asociados.</p> <p>El destaponamiento y vertimiento súbito del túnel de desviación derecho quedó registrado como un pulso en la estación limnométrica de Puerto Valdivia, sin que representara una variación importante en el caudal del río, debido a la morfología encajonada de este en esa sección. Luego, dicho volumen de agua se registró considerablemente atenuado en las estaciones de Apaví y luego en Margento, debido al ensanchamiento del río hacia el norte.</p> |
| | | Alteraciones de la dinámica | <p>Impacto negativo. Medianamente significativo en los primeros cuatro tramos del río, y luego Poco significativo para los restantes seis tramos y territorios asociados.</p> |

| Medio | Componente | Impacto | |
|---------|-------------------------|---|---|
| | | Nombre | Justificación |
| | | fluvial y la navegabilidad. | <p>Vistas las hidrógrafas de las estaciones Puerto Valdivia, Apaví y Margento, se observa que el pico registrado luego del destaponamiento en la estación limnimétrica de Puerto Valdivia, dos horas después, en la estación Apaví estuvo amortiguado en un 50%, y en el nivel de caudal del río (2.000 m³/s), nueve horas después en la estación de Margento. En Apaví y Margento, el aumento del caudal fue el equivalente al estimado para un periodo de retorno de 2,33 años (una creciente típica en esas zonas).</p> <p>De tal modo las afectaciones fueron puntuales y de corta duración.</p> |
| Biótico | Ecosistemas terrestres. | Cambios en la estructura del biotopo, la biota y la diversidad ecológica. | <p>Impacto negativo. Poco significativo en todos los tramos del río y sus territorios asociados.</p> <p>Dado que no hubo inundaciones mayores ni perdurables (ni cambios importantes en la calidad de los suelos), se asume que el biotopo y la biota de los segmentos del río y sus riberas no fueron modificados de manera sensible.</p> |
| | Ecosistemas acuáticos. | | <p>Impacto negativo. Medianamente significativo en los primeros tres tramos del río, y luego Poco significativo para los restantes siete tramos y territorios asociados.</p> <p>El vertimiento súbito de 6.000 m³/s, similar a una creciente con T_r= 500 años, pudo provocar un arrastre de los sedimentos del lecho del río, afectando en algún grado la estructura y composición de estos, y de manera análoga, en algún grado, la estructura y composición de las comunidades bénticas del río. Ese efecto se vió atenuado en los tramos más alejados, cosa que es consistente con la amortiguación detectada en las estaciones limnimétricas de Apaví y Margento.</p> |

| Medio | Componente | Impacto | |
|--------|--------------|---|---|
| | | Nombre | Justificación |
| Social | Demográfico. | Evacuación y relocalización de población. | <p>Impacto negativo. Medianamente significativo para los dos primeros tramos del río (entre sitio presa y El Doce, aproximadamente), Medianamente significativo para los tramos 3 y 4 (entre el Doce y Cáceres, aproximadamente), y Poco significativo entre los tramos 5 y 10, hacia el norte (entre Puerto Bélgica y Magangué, aproximadamente).</p> <p>En los cuatro primeros tramos del río, fue donde la situación de emergencia se vivió con mayor dramatismo e intensidad (17.184 personas evacuadas, 5.626 familias). Y de éstos, en los dos primeros tramos el impacto fue mayor. Así, en el primer segmento del río, en Puerto Valdivia, se registró el mayor número de personas evacuadas³², damnificadas³³ y también inmuebles afectados (60 viviendas).</p> <p>En los tramos 3 y 4, la evacuación (5.763 personas en Tarazá y 3.799 personas en Cáceres) y relocalización fueron de carácter temporal (aunque extensa, pues los retornos comenzaron en agosto de 2018). También se registraron damnificados en Cáceres (323 familias).</p> <p>Para el resto de los tramos, no hubo evacuaciones.</p> |
| | Espacial. | Afectación de caminos, puentes, escuelas, comercio y otros. | <p>Impacto negativo. Significativo para los dos primeros tramos del río (entre sitio presa y El Doce, aproximadamente), Medianamente significativo para el tercer tramo (entre el Doce y El Quince) y Poco significativo para los tramos restantes (4 al 10).</p> <p>Afectación temporal de la conectividad por vías terrestres y, especialmente, comercio formal e informal.</p> |
| | | Alteración en la economía local y regional. | <p>Impacto negativo. Muy Significativo en el primer tramo (Puerto Valdivia), Significativo para los tramos dos y tres (El Doce-Puerto Antioquia, aproximadamente), Medianamente significativo para el cuarto tramo (Puerto Antioquia-Cáceres, aproximadamente), y Poco significativo para los seis restantes.</p> <p>La contingencia significó, en términos de actividades productivas y empleo, la imposibilidad de ejercer algunas de ellas (minería y pesca artesanal, comercio formal e informal en las zonas que se inundaron y donde se registraron daños y pérdidas de bienes inmuebles y muebles; particularmente Puerto Valdivia), así como la pérdida de producto (abandono y pérdida de sembradíos y cosechas) y la destrucción de empleos (mineros de ribera y pescadores artesanales, pequeños comerciantes).</p> |

³² 7.622 personas. De estas, 977 familias retornaron a partir de fines de diciembre de 2018; manteniéndose la Alerta Roja de la Circular 042, para un escenario de vertimiento de 8.100 m³/s, cambiando esta situación el pasado 26 de julio de 2019, cuando se pasó de Alerta Roja a Naranja, permitiendo que la población restante -641 familias- regrese a sus hogares (<https://elnuevosiglo.com.co/articulos/07-2019-levantan-alerta-roja-en-puerto-valdivia-tras-emergencia-en-hidroituango>).

³³ 2.627 familias.

| Medio | Componente | Impacto | |
|-------|------------|--|--|
| | | Nombre | Justificación |
| | | | Hacia el norte esta situación ocurrió hasta la Isla de la Dulzura (Isla de La Amargura), donde la contingencia los encontró en plena cosecha y debió ser abandonada, con la pérdida de producto asociada. |
| | Política. | Irrupción de grupos ilegales. | <p>Impacto negativo y Significativo, para todos los territorios asociados a los tramos del río evaluados.</p> <p>Aunque no es una situación derivada de la contingencia ocurrida o que se origine en el proyecto, la presencia y actividad de grupos ilegales armados en el territorio es un factor que está presente en forma permanente, cuyo control escapa a las acciones que EPM pueda realizar. Sin embargo, han afectado -y podrían hacerlo en el futuro- la realización de acciones para atender la contingencia en el momento que esta ocurrió y en los días posteriores; dificultando y mermando las ayudas dispuestas para la población. Es un factor que debe ser constantemente monitoreado y coordinado con las autoridades competentes y mndatadas para mantener el control de dichos grupos.</p> |
| | | Construcción de vínculos de confianza y colaboración con la comunidad. | <p>Impacto positivo, Muy significativo, para todos los territorios asociados a los tramos del río evaluados.</p> <p>La presencia permanente de personal de EPM es percibida y evaluada de manera muy positiva; entregando tranquilidad a las comunidades, y permitiendo sentar las bases para establecer y mantener relaciones constructivas y de confianza que faciliten los flujos de información y la coordinación de las acciones necesarias para mantener a la población informada y capacitada para cualquier emergencia que pudiera suscitarse en el futuro.</p> <p>Es el mayor activo que EPM ha instalado en el territorio estudiado.</p> |

