


	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 68	

**“INFORME DE ESTUDIO DE CAUSA RAÍZ FÍSICA”
 PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO**

EVEN TO ANALIZADO	TAPONAMIENTO GALERÍA AUXILIAR DE DESVIACIÓN		
LUGAR DEL EVENTO	PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO, ANTIOQUIA		
UNIDAD DE NEGOCIO		ESTUDIO	ANÁLISIS DE CAUSA RAÍZ FÍSICA
No. INFORME	SKV373-003-001-INF-001-0	FECHA	28 - FEBRERO - 2019
METODOLOGIA UTILIZADA			
RESPONSABLE INVESTIGACIÓN	SKAVA CONSULTING S.A.		

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 2 de 68	

RESUMEN EJECUTIVO

EPM le ha encomendado a Skava Consulting (SKAVA) realizar el estudio de .causa raíz física del taponamiento de la Galería Auxiliar de Desviación (GAD).

SKAVA utilizó la metodología de árbol de falla para este estudio. En esta metodología se enumeran todas las posibles hipótesis y sus causas más probables. Esto se realiza de manera repetitiva y sucesiva hasta llegar a la o las causas físicas probables. En dicho análisis, además, se incluyen todos los factores que probablemente contribuyeron al evento final.

En el caso de la GAD, la zona donde se presentó el taponamiento no es accesible. Por ello, la causa raíz física y algunos factores contribuyentes no han podido ser verificados en forma directa dada la imposibilidad de acceder al interior del túnel. Sin embargo, y como se detalla en el desarrollo del informe, hay suficiente evidencia indirecta como para validar el planteamiento de SKAVA.

Luego de realizar este trabajo, SKAVA ha llegado a los siguientes resultados: El estudio de causa raíz física y el árbol de falla incluyó 28 posibles causas de la obstrucción de la GAD. De estas se descartaron 19. Las 9 restantes fueron calificadas así: 2 como causa física probable, y otras 7 como posibles factores contribuyentes. Se debe agregar que ninguna de ellas por sí sola puede explicar el colapso y taponamiento de la GAD, pero la combinación y simultaneidad de estos factores si explican lo ocurrido.

La causa física probable que inició el colapso sería la erosión. Esta fue progresiva en una zona donde se conjugan la presencia de discontinuidades geológicas (cizalla) a nivel del piso y el sector de mayor potencial erosivo del agua, inmediatamente después de la curva. El túnel, en el sector donde se presentó el colapso, estuvo sometido a distintos tipos de regímenes de flujo en un corto periodo de tiempo. Fluctuó entre flujo libre, en transición y presión más de una vez en pocos días. Dicho comportamiento contribuye a un daño acelerado en la capacidad estructural del túnel y el macizo rocoso circundante.

Posteriormente el túnel entra en presión, esta presenta una considerable variabilidad en los días previos al colapso. Estas variaciones en la presión interna también contribuyeron a debilitar el macizo rocoso en la zona colindante al sitio donde se inició el proceso erosivo.

Una vez que la GAD habría perdido su forma y el régimen hidráulico inducía aumentos y oscilaciones de presión en el túnel, el soporte de la GAD perdió su funcionalidad y se acelera la caída de material en la zona colapsada del túnel, produciendo obstrucciones que se manifiestan en disminuciones de caudal, hasta obstrucciones súbitas y momentáneas del flujo. Estas interrupciones producen efectos incontrolables y muy destructivos conocidos como golpe de ariete y "Air Blast". Estos últimos habrían generado un debilitamiento del macizo rocoso y soporte remanente.

La cavidad sube y alcanza el contacto de la roca con la cobertura meteorizada y el suelo, esto detona el colapso en forma abrupta. El material desprendido es suficiente para exceder la capacidad instantánea de arrastre del caudal de agua en el túnel y taponar la GAD. Este tapón continúa hasta la fecha.

El trabajo hecho en este estudio ha permitido evaluar múltiples hipótesis, descartando muchas de ellas. Finalmente, se ha determinado la causa raíz física probable y los factores que probablemente contribuyeron al colapso de la GAD, lo cual permite explicar adecuadamente la secuencia de eventos que habrían llevado a la obstrucción de esta, en abril de 2018.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	6
2	INFORMACIÓN GENERAL	7
2.1	OBJETIVO DEL ANÁLISIS	7
2.2	ALCANCE DEL ANÁLISIS	7
2.3	CONTEXTO OPERACIONAL	8
2.4	EQUIPO DE ANÁLISIS	11
2.5	TAREAS PRINCIPALES EJECUTADAS POR SKAVA	12
3	DESCRIPCION DEL EVENTO	14
3.1	SECUENCIA DE EVENTOS – LÍNEA DE TIEMPO.....	16
4	ANÁLISIS DE CAUSA RAÍZ FÍSICA.....	18
4.1	DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	18
4.2	ANÁLISIS DE CAUSA RAÍZ FÍSICA - ÁRBOL DE FALLAS.....	18
4.3	ANÁLISIS DE LAS HIPÓTESIS	20
4.3.1	Bloqueo por Material Exógeno.....	20
4.3.2	Colapso del túnel.....	21
4.4	OTRAS OBSERVACIONES QUE CONTRIBUYEN A LA DETERMINACIÓN DE LA CAUSA RAÍZ FÍSICA	49
4.4.1	Volumen de material colapsado.....	49
4.4.2	Influencia de la orientación de las discontinuidades en la progresión del colapso	52
4.4.3	Nivel del embalse y su variación.....	54
4.4.4	Observaciones sobre la ubicación aguas arriba de la obstrucción del túnel	55
4.4.5	Escombros acumulados en la GAD aguas abajo de la falla	55
4.4.6	Forma del cráter de subsidencia y la transición roca-suelo.....	56
4.4.7	Registros sísmicos durante el evento	57
4.5	SECUENCIA DE FALLA	59
5	CONCLUSIONES	65
5.1	Causa Raíz Física probable.....	65
5.2	Factores contribuyentes probables.....	66
6	REFERENCIAS.....	67
7	ANEXOS	
7.1	TABLA DE RESUMEN DE EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS	
7.2	ANEXOS TÉCNICOS	



**SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE
MEDELLÍN E.S.P.**





Informe de Estudio De Causa Raíz Física

Versión 0



Página 4 de 68

- 7.3 HOJAS DE VIDA DE LOS PROFESIONALES INVOLUCRADOS
- 7.4 DOCUMENTACIÓN SOLICITADA Y RECIBIDA

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 5 de 68	

DEFINICIONES

- **Análisis Causa Raíz RCA (Root Cause Analysis):** Es una metodología estructurada de análisis, utilizada en la solución efectiva de problemas a través de la deducción, verificación e investigación de los incidentes que conducen a la identificación de las causas originales de falla y la definición de soluciones que permiten prevenir la ocurrencia, la recurrencia del evento y/o mitigar o eliminar sus consecuencias.
- **Árbol de Falla:** Representación gráfica de la lógica y niveles usados en el Análisis de Causa Raíz (RCA) para identificar las posibles causas raíz de las fallas.
- **Causa Posible:** Es una causa que podría resultar en un efecto igual al del problema.
- **Causa Probable:** Es la validación de una causa posible que, de manera razonable puede existir en la actualidad o durante el tiempo que se presenta el problema.
- **Causa Raíz:** Es la causa primaria que origina la ocurrencia de una falla. Pueden ser físicas (evidencias reales y medibles), humanas (por error u omisión) y latentes (falta de normatividad y procedimientos).
- **Causa Raíz Física:** Es la causa de “por qué” está ocurriendo una falla.
- **Factores Contribuyentes:** Acciones o condiciones que no originan un evento por sí mismo pero tienen influencia en él, incrementando su probabilidad, acelerando el efecto en el tiempo o incrementando la gravedad de las consecuencias. Eliminando los factores contribuyentes, no se elimina la probabilidad del evento.
- **Falla:** Ocurrencia o evento no planeado que se presenta en un componente, equipo, activo o sistema de activos y que resulta en daños o pérdidas.
- **Hipótesis:** Conjetura o suposición que se admite provisionalmente como causa para ser verificada o validada, si el resultado es verdadero, la misma se convierte en hecho.
- **Validación:** Confirmación de las hipótesis con base en información lógicamente correcta y apoyada en evidencias.
- **Verificación:** Confirmación mediante el aporte de evidencia objetiva de que se han cumplido requisitos especificados.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 6 de 68	

1 INTRODUCCIÓN

El proyecto Hidroeléctrico Ituango es un proyecto situado al norte del departamento de Antioquia, aproximadamente a 170 km de la ciudad de Medellín, sobre el lecho del río Cauca, ubicado inmediatamente aguas arriba de la desembocadura del río Ituango al río Cauca. La cuenca tributaria del río Cauca que el proyecto aprovechará tiene un área de 38.000 km² y tendrá una capacidad de generación instalada de 2.400 MW, mediante 8 turbinas de 337 MW cada una.

El proyecto comprende una presa de enrocado con un núcleo impermeable de 225 m de altura. Tanto para la construcción de la presa como para completar el proyecto se requiere la construcción de una serie de obras adicionales como: vertedero en canal, túneles de desviación, conductos en presión, cavernas que integran la central subterránea, túneles de descarga y Sistema Auxiliar de Desviación (SAD) entre otras. Todas estas obras se encuentran localizadas en el macizo rocoso que conforma la margen derecha del río Cauca.

Este proyecto comienza a construirse en 2009, llegando en 2018 a un avance superior al 90% en su componente de obras civiles. 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 acuerdo con el cronograma definido para el inicio del llenado del embalse, el túnel de desviación izquierdo se cerró con pre-taponos y taponos de concreto a principios de 2018. Posteriormente, a finales de marzo de 2018, el túnel de desviación derecho también fue cerrado con pre-taponos de concreto, por lo que a partir de este momento el río permanecía desviado únicamente por la Galería Auxiliar de Desviación (GAD), galería que estaba programada para cerrarse el 1 de julio de 2018, todo esto con el propósito de dar inicio al llenado programado del embalse.

Durante el período en que el río se mantenía desviado por la Galería Auxiliar de Desviación (GAD), el 28 de abril de 2018 se produjo un taponamiento en dicha galería, lo que provocó un descenso en el caudal evacuado a través de ésta. Esta situación se mantuvo hasta el día siguiente, momento en el cual la presión generada por el embalse removió de manera súbita el tapón, ocasionando una recuperación paulatina del nivel de descarga normal del túnel.

Posteriormente, el 30 de abril de 2018 se presentó nuevamente una disminución del caudal efluente de la GAD. Situación originada por otro taponamiento, el cual se manifestó en superficie, formando una chimenea o cráter de subsidencia en la ladera, que presentó un diámetro aproximado de 12 m en su parte inferior más estrecha y hasta 100 m de diámetro en el borde exterior. Dicho taponamiento persiste hasta la fecha de realización de este informe.

Este taponamiento en la Galería Auxiliar de Desviación generó una importante contingencia en el proyecto. EPM solicitó a SKAVA Consulting S.A. realizar la investigación de la causa raíz que originó la situación.

2 INFORMACIÓN GENERAL

Nombre del evento	TAPONAMIENTO GALERÍA AUXILIAR DE DESVIACIÓN
Fecha	28 de abril de 2018, 21:00 horas
Lugar del evento	Proyecto Hidroeléctrico Ituango

Información del activo

Planta/Instalación	Sistema Auxiliar de Desviación
Sistema	Sector 2 Galería Auxiliar de Desviación

2.1 OBJETIVO DEL ANÁLISIS

El objetivo de este estudio es identificar la Causa Raíz Física y Técnica más probable que originó los eventos presentados entre el 28 y 30 de abril de 2018 en la Galería Auxiliar de Desviación (GAD) en el Proyecto Hidroeléctrico Ituango.

2.2 ALCANCE DEL ANÁLISIS

El alcance comprende el análisis del taponamiento sucedido en la GAD, no se contempla los eventos sucedidos posteriormente.

El taponamiento de la GAD y su manifestación en superficie se presentaron en el tramo inicial del Sector 2, el cual se presenta en azul en la Figura 1, por lo que el análisis se centra principalmente en este tramo.

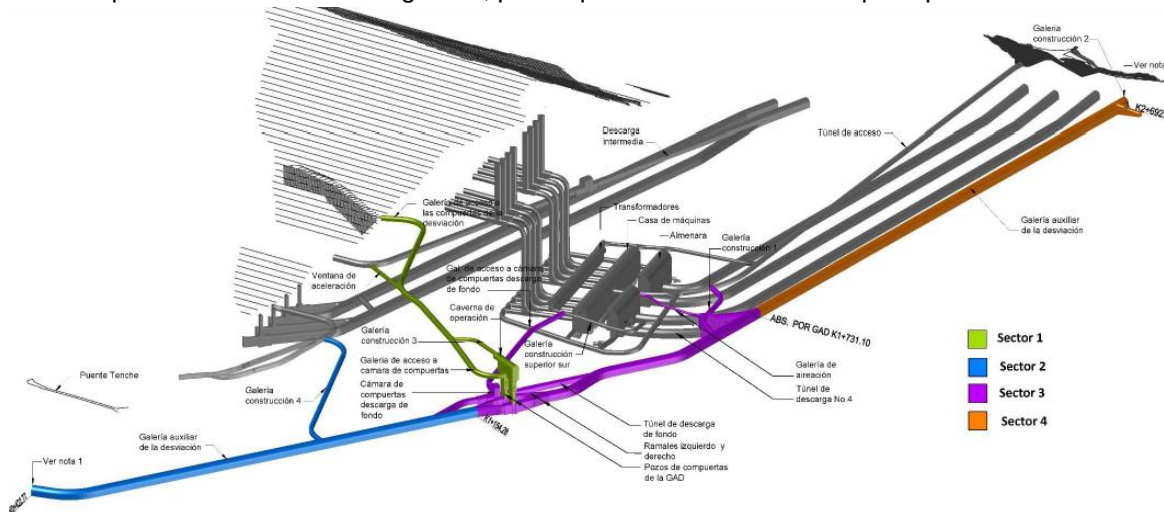


Figura 1 Sectorización empleada para la construcción de la GAD.

2.3 CONTEXTO OPERACIONAL

El Proyecto Hidroeléctrico Ituango se compone fundamentalmente de una presa de enrocado con núcleo impermeable. Esta se encuentra localizada inmediatamente aguas arriba de la desembocadura del río Ituango al río Cauca; adicionalmente cuenta con obras para descarga de fondo e intermedia y un vertedero en canal abierto para evacuación de crecientes, todas estas obras se ubican en la margen derecha del río Cauca. En esta misma margen se localizan las obras para generación que incluyen ocho captaciones sumergidas conectadas a las conducciones en presión que alimentan ocho grupos turbina – generador de eje vertical que se alojan en la caverna de máquinas y conectados por galerías de barras a ocho bancos de transformadores situados en la caverna de transformadores. El agua turbinada llega a dos cavernas independientes que actúan como almenaras de aguas abajo. De cada almenara se desprenden dos túneles de descarga que devuelven el caudal al río Cauca.

Para la construcción de estas obras se desarrolló un sistema de desvío temporal del río compuesto por 3 túneles de desviación, llamados Túnel izquierdo, Túnel derecho y Galería Auxiliar de Desviación, todos ellos con la misma geometría y dimensiones.

El esquema de disposición general de las obras más importantes del proyecto se presenta en la Figura 2.

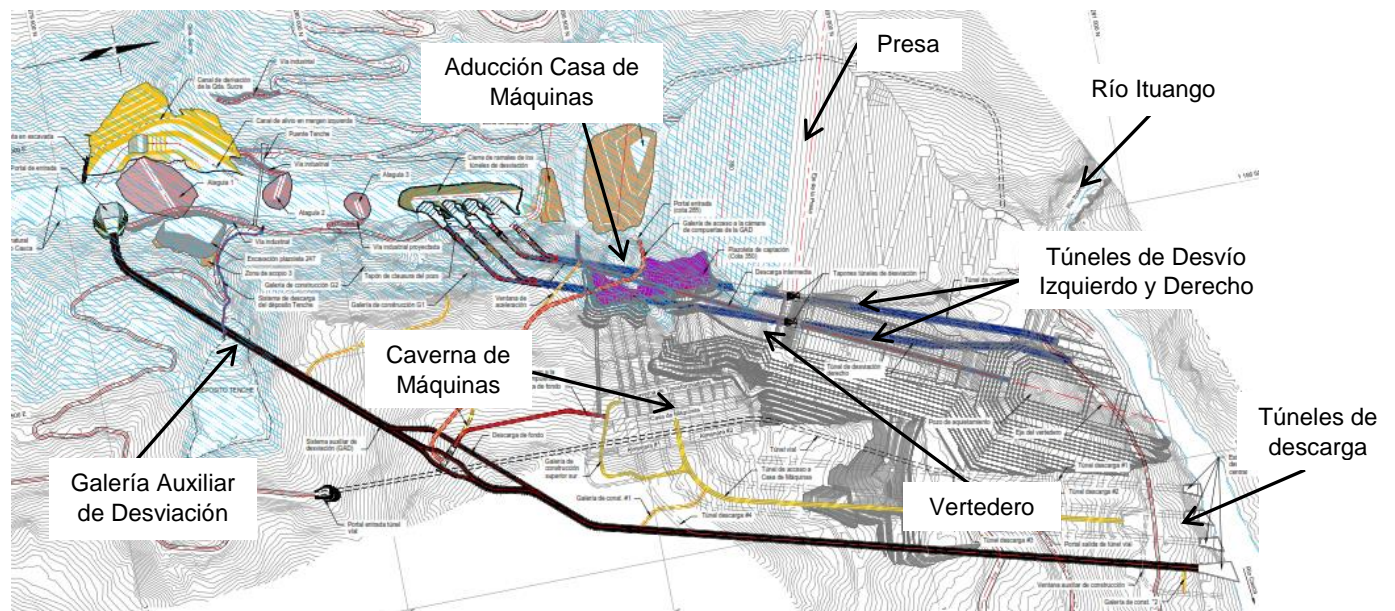
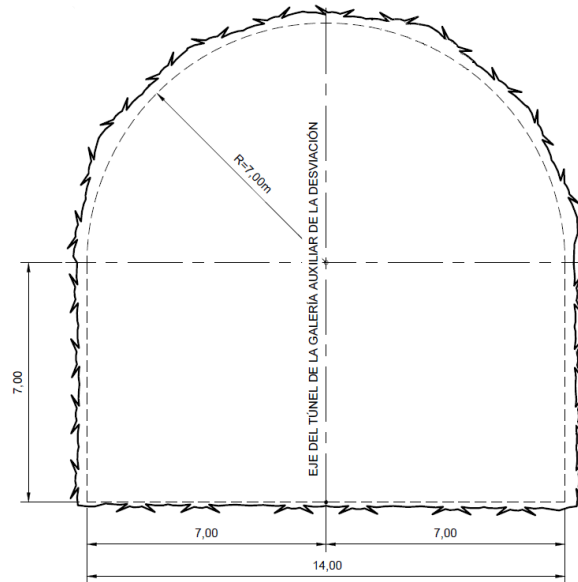


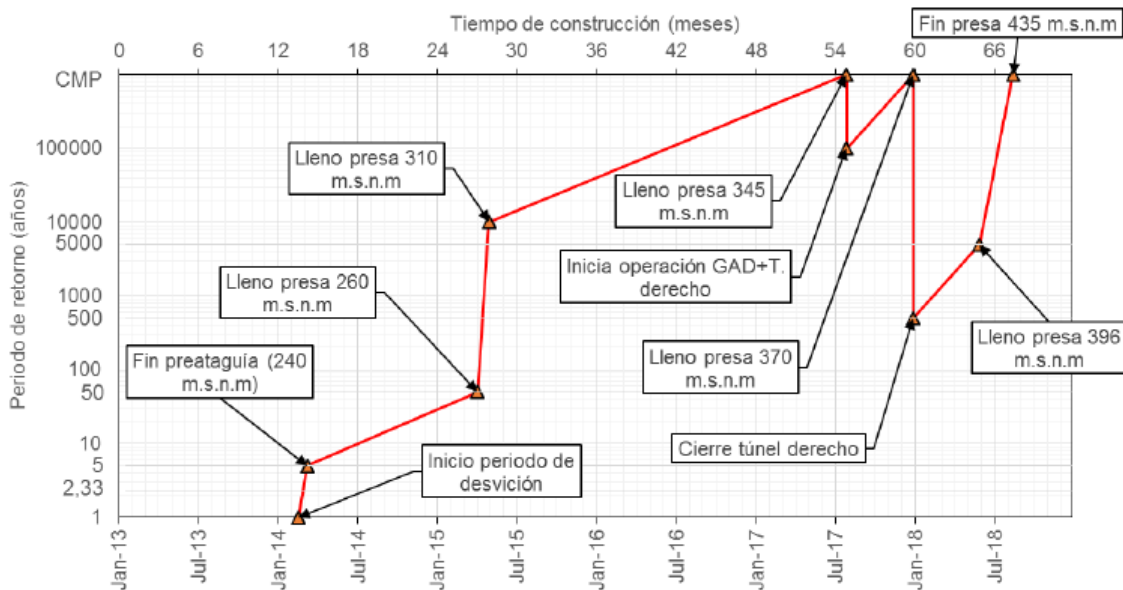
Figura 2 Disposición General de las Obras (Adaptado de Ref. 2)

Los tres túneles de desvío fueron diseñados con sección de arco de medio punto de 14 m de ancho basal y 14 m de alto, como se presenta en la Figura 3. La dimensión se seleccionó de forma tal que cada uno de ellos, por sí sólo, fuera capaz de desviar el caudal medio del río Cauca de 1.000 m³/s (Ref. 5) funcionando a flujo libre. No obstante, y de acuerdo con el diseño, su capacidad era mucho mayor trabajando a presión ver Figura 23.



**Figura 3 Geometría de los túneles de desvío
(Adaptado de Ref. 9)**

Adicionalmente, de acuerdo a lo expresado en la Ref. 5, “SAD-Presentacion-Skava-HidrologiaHidraulica”, el diseño del SAD y su operación contemplaba un nivel de seguridad hidrológica mínimo de 500 años de período de retorno, una gráfica explicativa se presenta en la Figura 4.



**Figura 4 Diseño Operación y Seguridad sistema de desvío
(Tomada de Ref. 5)**

Las obras subterráneas del proyecto, incluidos los túneles de desvío, se emplazan en la margen derecha del río Cauca. Esta, de acuerdo a lo expresado en el Informe de Caracterización Geológica

Geotécnica del sitio (Ref. 10), corresponde a un macizo rocoso compuesto principalmente por rocas metamórficas de edad paleozoica y secuencias ofiolíticas con presencia de rocas ígneas y sedimentarias. Estructuralmente se puede decir que todo el sistema se encuentra dominado por el sistema de fallas Cauca-Romeral y algunos de sus sistemas asociados como las fallas “Mellizo” y “Tocayo”.

De acuerdo a lo expresado en la Ref. 16, la metodología constructiva seleccionada para la Galería Auxiliar de Desviación fue la de perforación y voladura, con la particularidad de que dadas las dimensiones de estos túneles se excavó en dos etapas. La primera correspondiente a la bóveda del túnel y la segunda correspondiente al banco del túnel, un esquema explicativo se presenta en las Figura 5 (a) y (b).

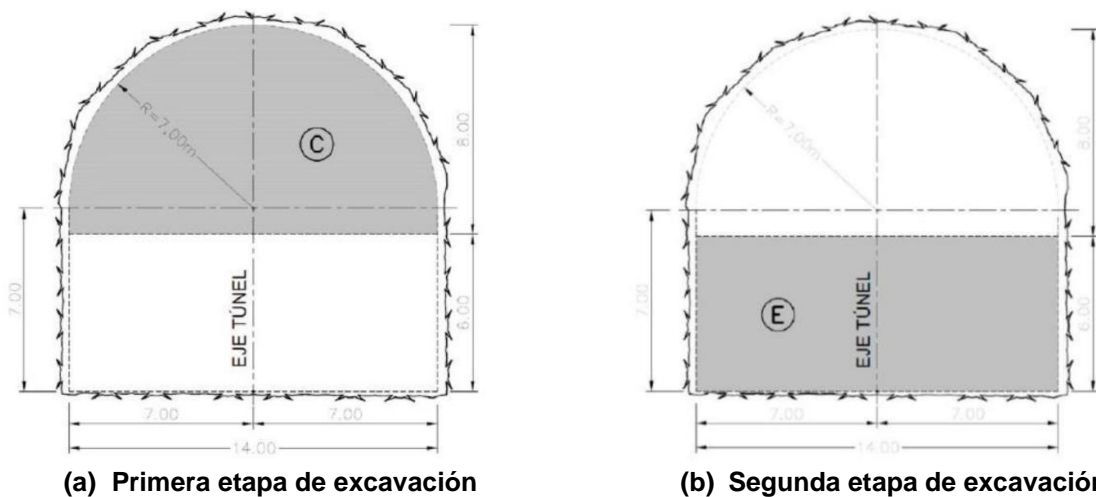


Figura 5 Esquema explicativo de metodología de excavación

Además de poseer las mismas dimensiones, los tres túneles fueron diseñados con sostenimientos similares en paredes y bóveda. En el Sector 2 de la GAD se diseñó y construyó sin losa de piso para los terrenos tipo I, II y III, situación que se analizará más adelante. El sostenimiento de diseño para la Galería Auxiliar de Desviación se resume en la Tabla 1.

La empresa diseñadora a cargo de las obras del proyecto fue el Consorcio Generación Ituango, quien también realiza la asesoría durante la construcción. Por otro lado, la empresa contratista encargada de la construcción de la GAD fue el consorcio CCC Ituango, finalmente, la supervisión de obra o interventoría de la GAD estuvo a cargo del consorcio Ingetec-Sedic.

Dado que en el diseño del soporte a instalar se definió en función del parámetro de clasificación geomecánica Q, dicha clasificación se le asignó tanto a la asesoría (Consorcio Generación Ituango) como al consorcio constructor (Consorcio CCC Ituango). El Soporte diseñado en función del parámetro Q se presenta en la Tabla 1. En relación a lo anterior, ambas partes entregaron mapeos geológicos de la frente.

**Tabla 1 Resumen del sostenimiento de diseño para el Sector 2 de la Galería Auxiliar de Desviación.
(Tomada de Ref. 6)**

Galería auxiliar de desviación Sector 2					
Sección:	Herradura con paredes rectas (14,0m x 14,0m)		Abscisa inicial	Abscisa final	Longitud
Área:	178,60 m ²		K0+465,50	K1+154,28	688,78 m
TIPO I			TIPO II		
Q	Bóveda	Hastial	Q	Bóveda	Hastial
>20	Pernos BRL 8 L=6m donde se requiera		3-20	Pernos BRL 8 L=6m espaciados cada 1,8m al tresbolillo	Pernos BRL 8 L=6m espaciados cada 2,5m al tresbolillo
	Concreto lanzado: Dos capas de 0,05m con fibra sintética donde se requiera			Concreto lanzado: Dos capas de 0,05m con fibra sintética	
TIPO III			TIPO IV		
Q	Bóveda	Hastial	Q	Bóveda	Hastial
0,3-3	Pernos BRL 8 L=6m espaciados cada 1,5m al tresbolillo	Pernos BRL 8 L=6m espaciados cada 2,0m al tresbolillo	<0,3	Perfil metálico HBE 160 con área de 54,3 m ² y momento de inercia de 2492 cm ⁴ , espaciado cada 1,0m entre ejes.	Concreto lanzado: Dos capas de 0,05m con fibra sintética en bóveda y hastiales y malla electrosoldada donde se requiera.
	Concreto lanzado: Dos capas de 0,05m con fibra sintética en bóveda y hastiales y malla electrosoldada donde se requiera.			Concreto lanzado: Dos capas de 0,05m con fibra sintética en bóveda y hastiales y malla electrosoldada donde se requiera.	
Observaciones: El concreto lanzado tiene una resistencia de 28 MPa a los 28 días. Perforaciones para drenaje 51mm y longitud mínima de 4m con tubo de salida donde se requiera.			Losa de piso concreto hidráulico de 35 MPa e=0,30 m con barras #5 a 0,25 en ambas direcciones (recubrimiento 0,08m) Pernos BAL 8 L=2 m al tresbolillo		

(*) En el sector 2 de la GAD, el diseño definió que la losa de piso sólo se instalaría en terreno tipo IV.

Este proyecto comenzó a construirse en 2009, logrando el desvío total del río en febrero de 2014 por los dos túneles proyectados inicialmente, y posteriormente en septiembre de 2017 comienza a desviarse el río a través del tercer túnel correspondiente a la galería auxiliar de desvío.

2.4 EQUIPO DE ANÁLISIS

El análisis de causa raíz física es realizado por la compañía SKAVA Consulting S.A.

SKAVA es una empresa de ingeniería especialista en proyectos de obras subterráneas, con presencia en Chile, Perú, Europa y USA. Cuenta con vasta experiencia a nivel nacional e internacional, en diferentes industrias donde el desarrollo de las Obras Subterráneas es un eje fundamental para el desarrollo de éstas; tales como minería, energía, defensa y transporte.

SKAVA 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 SKAVA se compone de profesionales de diferentes nacionalidades con experiencia transversal en obras subterráneas internacionales. Caracterizándose por ser un equipo integral, flexible y comprometido con los objetivos de nuestros clientes. Haciendo de nuestro lema "Making every project a fascinating job" una realidad tanto para nuestros clientes como para cada profesional de SKAVA.

SKAVA cuenta con experiencia específica en túneles hidráulicos entre otros:

- Túnel de desvío del Río Asana
- Túnel de desvío de Río Blanco
- Proyecto Alto Maipo
- Espejos de Tarapacá
- Túnel de desvío proyecto Los Lagos
- Proyecto Hidroeléctrico Epril

SKAVA además cuenta con experiencia específica en remediación, investigación de colapsos e inspección de túneles:

- Hidroeléctrica La Higuera
- Hidroeléctrica La Confluencia
- Mina Sierra Pelada
- Túnel Chacabuco
- Túnel Lo Saldes

El equipo de trabajo de SKAVA para el desarrollo del análisis de la causa raíz física del proyecto Ituango se presenta en la Tabla 2.



Tabla 2 Equipo de trabajo de SKAVA para el desarrollo del análisis de Causa Raíz Física.

Nombre	Cargo	Especialidad	Rol en el equipo de análisis
Leonardo Bustamante Vega	Gerente Técnico	Ingeniero Civil	Jefe de Proyecto
Ulrich Glawe	Consultor Experto	PhD. Ingeniero Geólogo	Analista
Carsten Guntermann	Ingeniero Senior	Experto en Centrales Hidroeléctricas	Analista
Steffen Bauer	Ingeniero Geólogo	MSc Ingeniero Geólogo	Analista
Nicolás Zegpi Hunter	Ingeniero Geotécnico	MSc Ingeniero Geotécnico	Coordinador
Erick Saurer	Consultor Experto	PhD. Ingeniero Geotécnico	Revisor
Marcos Allende Valdés	Gerente General	Ingeniero Hidráulico	Revisor
Darío Croqueville Brand	Consultor Experto	Ingeniero Hidráulico	Analista

Las Hojas de Vida de los profesionales involucrados se adjunta en el Anexo 2.

2.5 TAREAS PRINCIPALES EJECUTADAS POR SKAVA



Para el desarrollo del Estudio de Causa raíz física SKAVA realizó una serie de tareas que le han permitido conocer los antecedentes del proyecto, los actores involucrados, las situaciones ocurridas durante la construcción y el colapso de la GAD, visitar el terreno y observar las condiciones existentes posteriores al colapso. Además, SKAVA ha analizado la información entregada por EPM, ejecutando análisis independientes de estabilidad y de tensiones en el túnel, así como análisis hidráulicos 3D, entre otros.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 13 de 68	

Las principales tareas que ha desarrollado SKAVA son:

- Revisión de los antecedentes del proyecto. En el Anexo 13 se presenta el listado de los documentos recibidos. Esta tarea ha sido desarrollada por SKAVA en sus oficinas en Chile y en Austria, además en Medellín en las visitas a las oficinas de EPM.
- Reuniones y entrevistas en Medellín con los involucrados en el proyecto:
 - EPM.
 - Diseñador y Asesor durante la construcción: Consorcio Generación Ituango.
 - Constructor: Consorcio CCC Ituango.
 - Interventoría: Consorcio Ingetec-Sedic.
- Visitas a terreno y entrevistas con los involucrados.
- Estudios de gabinete:
 - Análisis de cuñas.
 - Análisis de esfuerzos y deformaciones del macizo y del túnel.
 - Análisis hidráulico 3D del flujo en la GAD.
 - Análisis de ingreso de materia orgánica al túnel.
 - Análisis de erosión por flujo de agua en macizos rocosos.
- Reuniones de seguimiento con EPM:
 - Reuniones vía tele conferencias con EPM para informar los avances de los entregables.
 - Reuniones para el levantamiento de antecedentes en Medellín.

Todas estas actividades le han permitido a SKAVA entender las condiciones geológicas-geotécnicas, las condiciones hidrológicas, cómo se diseñó el Sistema Auxiliar de Desviación (SAD), entender los aspectos constructivos, como fue la secuencia de eventos previos y posteriores al colapso. Se han analizado múltiples hipótesis sobre la causa del colapso, finalmente se ha llegado a la conclusión de cuál fue la causa raíz física más probable y la secuencia de eventos que llevaron al colapso.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 14 de 68	

3 DESCRIPCION DEL EVENTO

A inicios de 2018 las obras civiles el proyecto Ituango alcanzaban un avance superior al 90%, avance que se correlacionaba con el inicio de la operación del proyecto, programado para finales de 2018. Para lograr esto, el inicio del llenado del embalse estaba programado para comienzos de julio de 2018. Siguiendo esta programación, el túnel de desviación izquierdo se cerró con pre-taponos y tapón definitivo a principios de 2018. Posteriormente, también de acuerdo a la programación del proyecto, a fines de marzo de 2018 se cerró el túnel derecho con pre taponos de concreto, razón por la cual el río permanecía desviado a través de la Galería Auxiliar de Desvío, la que estaba programada para cerrarse el 1 de julio de 2018, con el propósito de iniciar el llenado del embalse.

En el mes de abril de 2018 ocurrió una crecida natural del río Cauca, caracterizada por un período de retorno levemente superior a los 2.33 años, la cual se presentó en el periodo lluvioso por lo que no representó un evento inusual. Esto provocó un aumento en el nivel del embalse, el cual alcanzó una cota máxima de agua de 262,15 m.s.n.m. el día 13 de abril de 2018 (Ref. 8).

Producto de este aumento del nivel del embalse, el río Cauca arrastró material orgánico existente en las laderas del embalse (Ref. 7), lo que provocó una importante acumulación de dicho material en las cercanías al portal de entrada de la GAD, lo que se conoce como empalizada. Es importante mencionar que mientras se mantuvo esta situación, el nivel del embalse estuvo siempre al menos 10 m por encima de la cota de la bóveda de la GAD. Esta situación se analizará más adelante.

Posteriormente se registró una tendencia a la disminución del nivel del embalse, el cual alcanzó la cota 239,20 m.s.n.m. el 28 de abril de 2018. Luego, hacía las 21:00 horas del mismo día, se reportó una disminución del caudal efluente de la Galería Auxiliar de Desviación (GAD), la cual se asoció inicialmente a un taponamiento. Esta situación se mantuvo hasta el 29 de abril de 2018 en la noche, momento en el cual la presión generada por el embalse removió de manera súbita el tapón, ocasionando una recuperación paulatina del nivel de descarga normal del túnel.

El 30 de abril de 2018 a las 14:30 horas, nuevamente se presentó una disminución del caudal de la GAD, originada por otro taponamiento quizás relacionado con el primero en cuanto a su mecanismo de falla, el cual se manifestó en superficie formando una chimenea en la ladera, con un diámetro aproximado de 12 m en su parte inferior y hasta 100 m de diámetro en el borde superior. La manifestación en superficie de la subsidencia se presenta en la Figura 6 y la Figura 7.



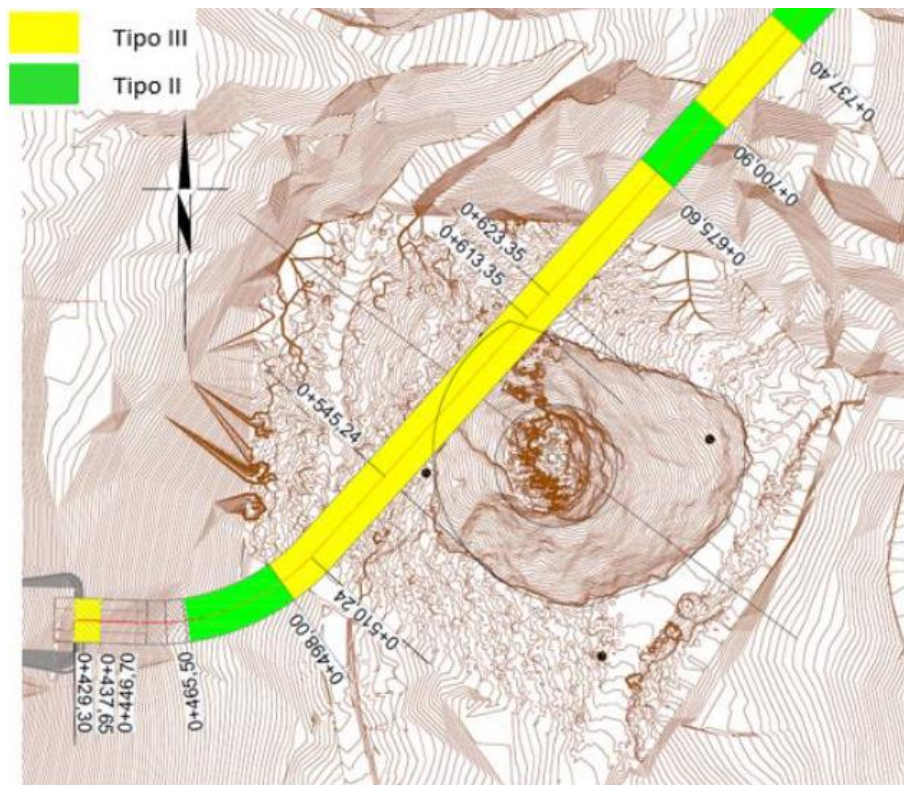
**Figura 6 Manifestación en superficie del cráter de subsidencia
(Tomada de Ref. 5)**



**Figura 7 Detalle de la zona inferior del cráter de subsidencia
(Tomada de Ref. 5)**

El último evento de inestabilidad involucra, según los cálculos iniciales, un volumen estimado de material de 220.000 m³ (Ref. 5) el cual hasta la fecha de elaboración del informe no ha sido removido por las presiones hidrostáticas del embalse como consecuencia de la gran cantidad de material involucrado.

Dada la ubicación de la manifestación en superficie del cráter de subsidencia asociado al colapso ocurrido en la GAD, se estimó inicialmente que este se presentó entre las abscisas 0+545,25 y 0+613,35 (Ref. 8), donde se utilizó soporte para terreno Tipo III, según lo indicado en la Tabla 1. La superposición del cráter de subsidencia con el túnel se presenta en la Figura 8.





**Figura 8 Superposición del cráter de subsidencia con el túnel
(Tomada de Ref. 8)**



3.1 SECUENCIA DE EVENTOS – LÍNEA DE TIEMPO

A continuación se listan los eventos previos que se consideran relevantes para determinar la causa raíz física de la contingencia:

- 22 de septiembre de 2017: Entrada en operación de la Galería Auxiliar de Desviación.
- 6 a 20 de octubre de 2017: Cierre del Túnel de Desviación Izquierdo con pre-tapones de concreto.
- 13 de noviembre de 2017 a 18 de enero de 2018: Construcción del tapón definitivo del Túnel de Desviación Izquierdo.
- 3 de febrero al 18 de marzo de 2018: Cierre del Túnel de Desviación Derecho con pre-tapones de concreto
- 1 de abril de 2018: Creciente del río Cauca y rompimiento del Dique Fusible.
- 13 de abril de 2018: Aumento del nivel del embalse hasta la cota 262,15 m.s.n.m.
- 14 de abril de 2018: Creciente del río Cauca que supera el nivel de la Atagüa 1.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 17 de 68	

- 14 de abril al 2018: Descenso del nivel del embalse hasta llegar a la cota 239,20 m.s.n.m.
- 28 de abril de 2018: Aproximadamente a las 21:00 horas se reporta un descenso en el nivel de descarga de la GAD.
- 29 de abril de 2018: Remoción de manera súbita el tapón de la GAD, ocasionando una recuperación paulatina del nivel de descarga normal del túnel.
- 30 de abril de 2018: Aproximadamente a las 14:30 horas, se presentó nuevamente una disminución del caudal de la GAD, situación originada por otro taponamiento.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 18 de 68	

4 ANÁLISIS DE CAUSA RAÍZ FÍSICA

4.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El problema analizado en el presente estudio de causa raíz física corresponde a los colapsos y taponamientos de la GAD ocurridos los días 28 y 30 de abril de 2018, cuya manifestación en superficie fue la generación de un cráter de subsidencia cuya consecuencia fue el llenado no controlado del embalse.

4.2 ANÁLISIS DE CAUSA RAÍZ FÍSICA - ÁRBOL DE FALLAS

Para el desarrollo del presente estudio se empleó la metodología del árbol de falla. El desarrollo de esta metodología requiere que en primera instancia se realice un listado de todas las posibles hipótesis que pudieron producir el problema analizado, posteriormente cada una de estas se desagrega en cada una de las causas que pudieron generarla, hasta llegar a la causa fundamental de cada una de ellas donde se realizan los análisis necesarios para validarla o descartarla.

En este caso, se determinaron dos posibles hipótesis principales que pudieron ocasionar el bloqueo de la GAD. La primera de ellas es que el túnel se taponara por material exógeno a este, mientras que la segunda es que el taponamiento se produjera por material proveniente del colapso del túnel.

Las hipótesis posibles que podrían explicar el taponamiento de la GAD por ingreso de material exógeno son el ingreso de una cantidad importante de material en la entrada, por ejemplo producto de la remoción en masa de un volumen de material importante de los taludes del portal de la GAD. Por ingreso de una porción importante de material orgánico (empalizada).

Las posibles causas que podrían producir un colapso en un túnel son muchas, pero se pueden subdividir principalmente en una falla estructural del soporte y macizo rocoso circundante, o una falla por pérdida de la forma y el efecto arco en el macizo rocoso de la GAD. Las cuales a su vez pueden tener muchos factores que las ocasionen.

En la Figura 9 se presenta el árbol de falla donde se puede ver en forma gráfica cada una de las hipótesis analizadas.

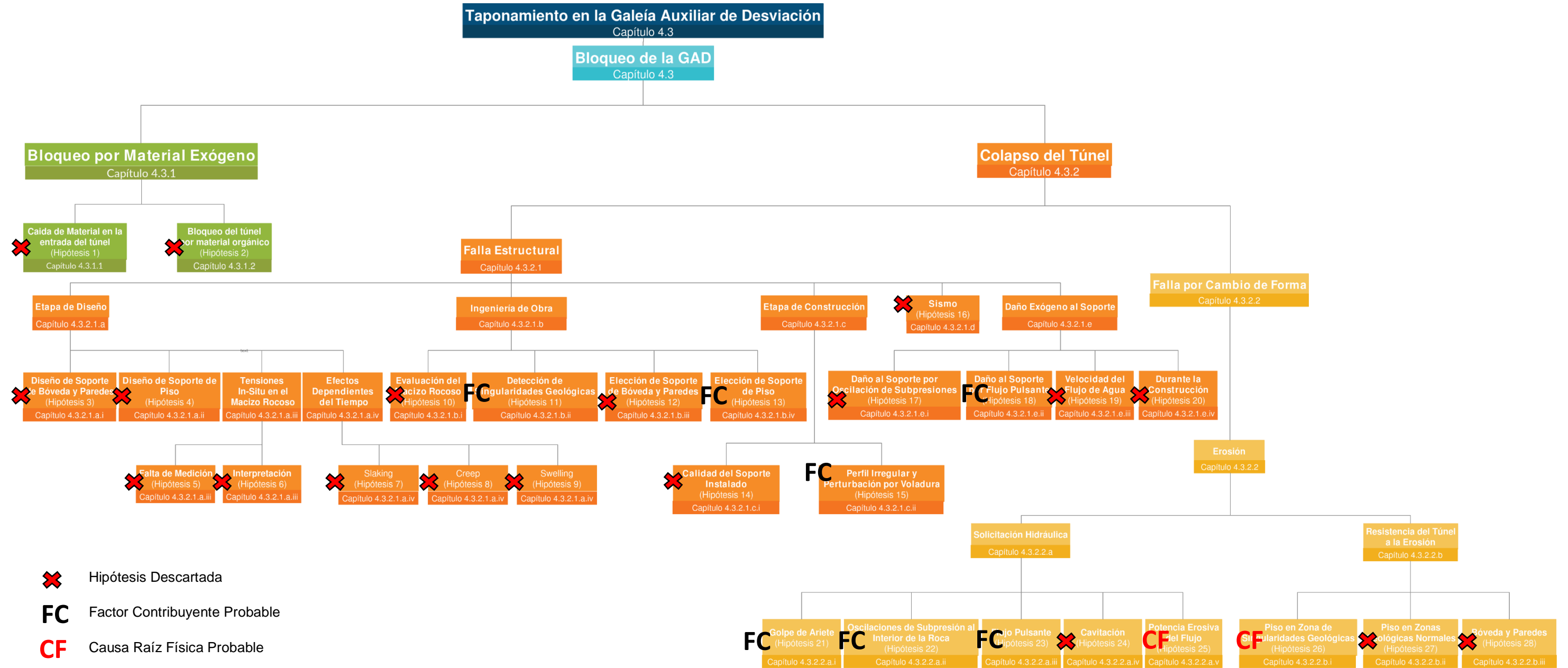




Figura 9 Árbol de falla

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 20 de 68	

4.3 ANÁLISIS DE LAS HIPÓTESIS

En este capítulo se presenta un resumen de los análisis desarrollados y las conclusiones obtenidas para cada una de las hipótesis presentadas en el Árbol de Falla mostrado en la Figura 9.

4.3.1 Bloqueo por Material Exógeno

Una hipótesis que ha sido analizada es la de que el túnel haya sido bloqueado por material exógeno o que una cantidad importante de material haya ingresado generando un tapón parcial lo que produjo importantes cambios en el régimen del flujo al interior del túnel.

Para el caso de la GAD el posible material que generó la obstrucción podría provenir de dos fuentes:

4.3.1.1 Caída de material en la entrada del túnel.

Considerando el emplazamiento de las obras anexas a la GAD, principalmente la Ataguía N°1, las aguas del río Cauca se embalsan aguas arriba de la GAD produciendo un flujo lento que se acelera al entrar al túnel hasta alcanzar un régimen estable. Dado que la velocidad del flujo al interior de la GAD es mayor que en el embalse y el radio hidráulico de la GAD es menor que el del embalse la capacidad de arrastre de material al interior del túnel es considerablemente mayor que la capacidad de arrastre en el embalse (ver Anexo 7.2.1 capacidad de arrastre), por lo tanto se considera improbable que bloques arrastrados por el río hayan ingresado al túnel y que el flujo al interior del túnel no haya sido capaz de removerlos.

Por otro lado, se descarta la posibilidad de que en material exógeno que pudiera haber bloqueado el túnel haya sido producto del deslizamiento de una ladera cercana al portal de entrada, dado que no se presenta ninguna evidencia de inestabilidad superficial de dimensiones suficientes para bloquear la GAD. Además, posteriormente al colapso definitivo, se realizaron inspecciones con un robot submarino (Ref. 20), que logró entrar a la GAD y mostró que no había presencia de escombros en los primeros metros. Por lo tanto, se descarta esta hipótesis.

4.3.1.2 Bloqueo del túnel por material orgánico

Ante la gran cantidad de elementos flotantes que fueron visualizados en la superficie del embalse de Ituango, tales como troncos, ramas y otros de origen vegetal, se ha planteado que una cantidad significativa de este tipo de material pudo haber ingresado a la GAD durante el tiempo que estuvo evacuando parcial o totalmente los caudales del río Cauca, favoreciendo o contribuyendo de esta manera al taponamiento ocurrido los días 28 y 29 de abril de 2018.

Como se ve en la Figura 10, al menos 3 semanas antes de producirse el colapso de la GAD, ésta operó con un nivel del embalse con una altura de agua de al menos 10 metros por encima de la clave de la GAD. Esto dificulta la entrada de material orgánico al túnel, ya que éste -al tener una densidad menor a la del agua- flota. Sin embargo, existe la posibilidad de que mediante la generación de vórtices el material orgánico pueda ser arrastrado desde la superficie del embalse hacia el interior del túnel. Para analizar este efecto en el Anexo 3, se incluyen los cálculos de altura de agua necesaria para la generación de vórtices.

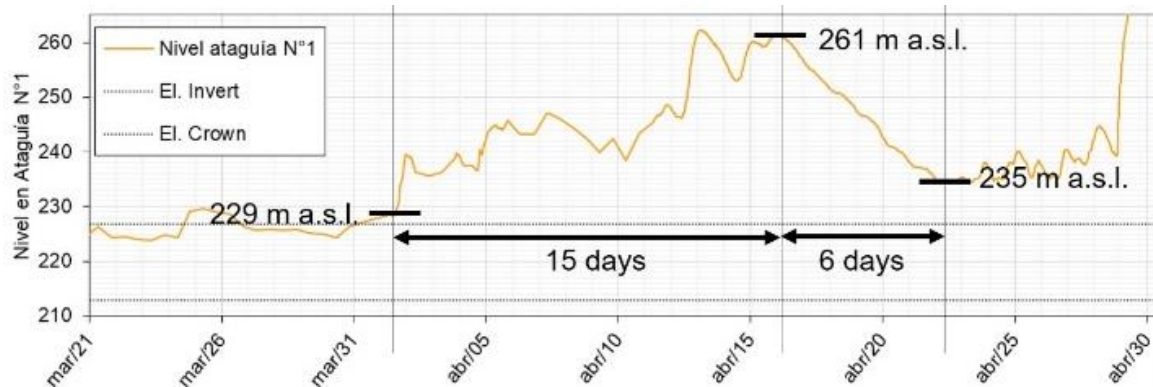


Figura 10 Variación en el nivel del embalse durante las semanas previas al colapso.

De acuerdo con los resultados presentados en el anexo, se concluye que, dado que el nivel del embalse, se encontraba al menos, 10 m por encima de la clave del túnel, y el efecto limitante sobre los posibles vórtices generado por la materia orgánica, debido a la trabazón mecánica, resulta improbable que haya ingresado al túnel una cantidad de material suficiente para afectar el funcionamiento hidráulico de forma permanente (bloqueo parcial) o menos aún, taponarlo.

Esto puede verse corroborado por los resultados de los modelos numéricos y el registro fotográfico de las fechas en que se presentaron las empalizadas. En este se observa que no hay presencia de vórtices con la capacidad de arrastrar una cantidad de material orgánico que pueda producir cambios en el flujo de la GAD.

4.3.2 Colapso del túnel

La causa más probable del bloqueo de la GAD, es que se haya producido un colapso del techo de ésta. Este colapso produjo la caída de bloques de tamaño mayor a los que el flujo de agua es capaz de arrastrar, o bien una caída súbita de un volumen tal que el flujo no pudo arrastrarlo, generando de esta forma un tapón con una permeabilidad relativamente alta. Posteriormente, cuando el colapso alcanza el nivel del contacto entre roca muy alterada a roca completamente alterada, se produce un desprendimiento de grandes dimensiones de manera abrupta, y se depositan partículas más finas (suelo) que disminuyen la permeabilidad. De esta manera, la velocidad del flujo se reduce instantáneamente y el arrastre de partículas se detiene. Un esquema explicativo se presenta en la Figura 11.

En esta figura se presentan de forma esquemática los perfiles de meteorización propuestos por Deere y Patton (1971). Donde IC-IIA corresponde a suelo residual, IIA roca meteorizada y IIB corresponde a roca levemente meteorizada.

i. Diseño de Soporte de Bóveda y Paredes

Una de las hipótesis analizadas es que el diseño del sostenimiento de bóveda y paredes del túnel no haya sido el adecuado para el macizo rocoso y la dimensión del túnel, generando soportes de diseño insuficientes para estabilizar el macizo rocoso. Es importante recalcar que en este subcapítulo se hace referencia solamente al diseño de bóveda y paredes, no al diseño de la losa de piso del túnel, ya que esta es de carácter funcional y no de estabilización del macizo rocoso.

La firma diseñadora, Consorcio Generación Ituango, entregó una recopilación de memorias de cálculo, fechada posterior al evento (Ref. 17) en la que se presenta la metodología de diseño del sostenimiento del túnel. En esta recopilación se puede ver que se realizó un diseño preliminar empleando los ábacos propuestos por el NGI (Norwegian Geotechnical Institute) empleando el parámetro Q (Ref. 29). Como se menciona en esta referencia este enfoque es útil para realizar un diseño preliminar. Posteriormente Consorcio Generación Ituango realiza un diseño mediante métodos analíticos que luego confirma con métodos numéricos, lo que se considera un procedimiento de diseño adecuado.

Para verificar el diseño, SKAVA realizó una revisión del escalamiento de propiedades y una evaluación independiente del diseño del túnel, cuyo resumen se presenta en el Anexo 7.2.3. En la Figura 12 se presenta las deformaciones obtenidas en el macizo rocoso, a partir de los modelos realizados.

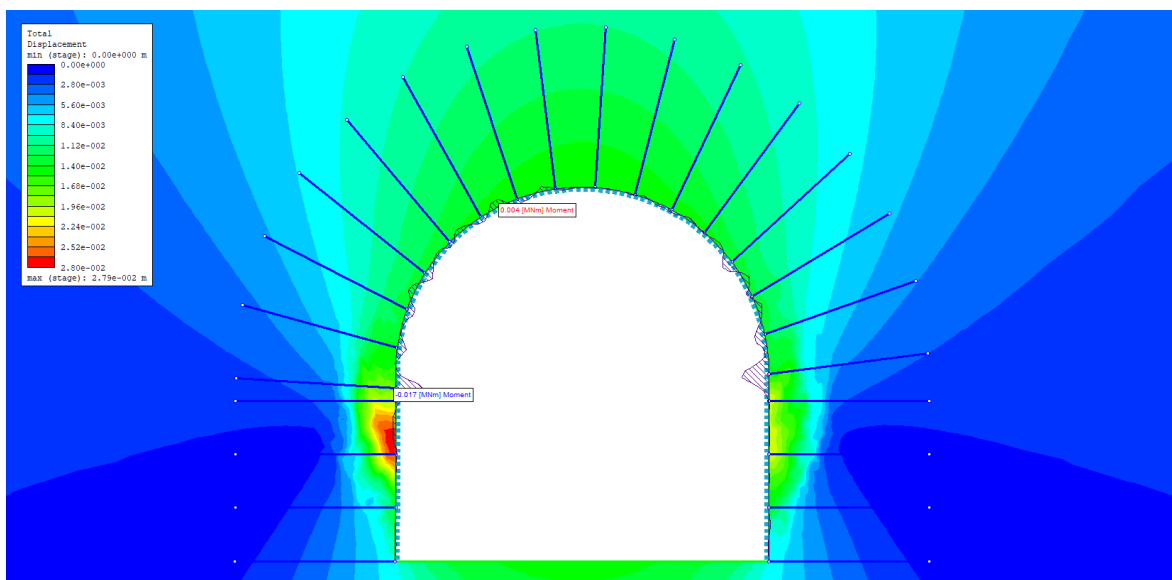


Figura 12 Ejemplo de deformaciones obtenidas a través de modelamiento numérico

Como se puede ver en la Figura 12, las deformaciones máximas esperadas en la GAD son del orden de 6 cm, lo que se considera aceptable dadas las dimensiones del túnel.

Este análisis, arrojó que para las condiciones de construcción y operación a flujo libre o en presión de la GAD no debería presentarse una inestabilidad del túnel a nivel de macizo rocoso, por lo que, con base en las calidades de roca reportadas en la zona, se considera poco probable que se produzca una inestabilidad importante.

ii. Diseño de Soporte de Piso

Una posible hipótesis es que un diseño defectuoso del piso de la GAD permitió que el flujo de agua afectara al macizo rocoso erosionándolo, y generando un cambio en las condiciones de escurrimiento, modificando las dimensiones del túnel y afectando la estabilidad de la galería.

De acuerdo a los planos aprobados para construcción D-PHI-034-TUN-EX-C-010-R1 (Ref. 9), el diseño del piso de la GAD contemplaba la construcción de una losa de piso de concreto reforzado de 30cm de espesor, anclada con barras de acero de 2m para terreno tipo IV, mientras que para los terrenos tipo I, II y III no se contemplaba la construcción de losa de piso.

Adicionalmente, de acuerdo a lo expresado en el punto 3.2 del tomo 2 de las especificaciones técnicas de las obras civiles del proyecto Hidroeléctrico Ituango, se especifica un procedimiento para el "TRATAMIENTO DE GRIETAS, ZONAS DE CIZALLADURA Y FALLAS MENORES" de acuerdo con el cual todas las estructuras de este tipo deberían quedar cubiertas con elementos de soporte para evitar que el material de relleno se salga permitiendo el desplazamiento de bloques de roca adyacentes.

De acuerdo a los análisis de erosionabilidad realizados en el presente estudio y presentados en detalle en el Anexo 7.2.11, se concluye que los macizos rocosos correspondientes a los terrenos tipo I, II y III no son erosionables, sin embargo las zonas de cizalla pueden ser erosionables. Por lo tanto el diseño del revestimiento de piso en complemento con las especificaciones técnicas se considera adecuado y se descarta la hipótesis de un diseño de piso defectuoso.



iii. Tensiones in-situ en el macizo rocoso

Un parámetro fundamental para el diseño de túneles es la razón entre los esfuerzos verticales y los horizontales presentes en el macizo rocoso. Una evaluación incorrecta de esta razón podría modificar de forma importante los esfuerzos efectivos sobre el soporte e incluso influir en la estabilidad de un túnel.

Una hipótesis evaluada es que en la GAD hubo alguna anomalía en la situación de esfuerzos que generó la inestabilidad, debido a un desconocimiento o mal entendimiento de este parámetro.

Durante el desarrollo del proyecto hidroeléctrico Ituango se ha desarrollado un importante nivel de investigación de las tensiones in-situ mediante ensayos de hidrofracturamiento (Integral 2015, Informe, Resultados ensayos HF-HG), ensayos de Hidrogateo (Integral & Solingral, Sin fecha, ANEXO 7-ENSAYO DE HIDROGATEO-GRAFICAS) y ensayos de overcoring (Solingral, 2010 G-OVC-P1-E1-480), es decir, hay un buen nivel de información para evaluar la razón de esfuerzos del macizo rocoso. Esta información fue recopilada e interpretada por el diseñador y ha sido empleada para el diseño de múltiples obras en el proyecto, tales como túneles, cavernas, excavaciones abiertas, botaderos, etc. Si bien no se menciona en la Ref. 17, se considera que el diseñador tenía un buen entendimiento de estas variables.

Adicional a lo anterior los túneles de desvío izquierdo y derecho tenían las mismas dimensiones que la GAD y se emplazaban en el mismo macizo rocoso, lo que habría permitido detectar, si fuera el caso, alguna anomalía en la razón de esfuerzos del macizo durante la construcción y operación de dichos túneles.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 25 de 68	

Dado el nivel de investigaciones y entendimiento de la situación por parte del diseñador, se considera que había un buen nivel de conocimiento de los estados de tensiones y de la relación de esfuerzos del macizo rocoso, por lo que se descarta esta hipótesis.

iv. Efectos dependientes del tiempo

En algunos tipos de rocas se pueden producir fenómenos de cambios que son dependientes del tiempo, como por ejemplo: hinchamiento (“swelling”), deleznamiento desintegración de las rocas (“slaking”) y fluencia lenta (“creep”). Estos fenómenos podrían imponer esfuerzos o deformaciones adicionales en el soporte, produciendo daños en este y consecuentemente generando una inestabilidad del macizo rocoso, por lo que, en caso de existir evidencia de alguna de estas condiciones, se deben tomar consideraciones para cada una de estas durante la etapa de diseño.

La GAD se construyó en un macizo rocoso principalmente compuesto de gneis cuarzo feldespatico. Los gneis corresponden a una roca ultra-metamórfica y se sabe que no contienen minerales que sufren hinchamiento (“swelling”) u otros efectos que cambien su comportamiento con el tiempo. Las zonas de cizallamiento podrían contener minerales propensos a sufrir hinchamiento (“swelling”), pero su grosor, relativo a la dimensión del túnel, es muy pequeño y, por lo tanto, el impacto sólo puede ser local y por ende se considera insignificante.

Además, durante la etapa de construcción, en los reportes del Contratista, la Interventoría y la Asesoría no se reportan fenómenos de: hinchamiento, desintegración o fluencia lenta.

Siendo la GAD una de las últimas obras en ser ejecutadas, en un macizo rocoso que se considera homogéneo, en el cual no han sido evidenciados estos efectos en otras obras del proyecto emplazadas en el mismo macizo rocoso, se considera muy poco probable que se en la zona de la GAD se presenten estos efectos.

Por lo tanto, los efectos dependientes del tiempo tales como, hinchamiento (“Swelling”), el deleznamiento o la desintegración de las rocas (“Slaking”) y fluencia lenta (“Creep”) se consideran irrelevantes por lo que se descarta esta hipótesis.

b) Ingeniería de obra

Dada la variabilidad de la geología, lo que podría implicar en cambios en el diseño, la ingeniería de un túnel finaliza junto con la construcción de este o incluso continúa una vez finalizada la construcción. Esto se conoce normalmente como Ingeniería de obra, ejecutada por la asesoría. Siendo esta etapa fundamental para el desarrollo de un proyecto de obras subterráneas. Por lo tanto, se analiza a continuación la hipótesis de un posible fallo en alguna de las funciones principales ejecutadas en esta etapa.

i. Evaluación del macizo rocoso

Como se mencionó anteriormente, una evaluación geológica errónea del frente de excavación podría implicar que el soporte instalado no fuera el adecuado para el macizo rocoso, subestimando la real necesidad de soporte.

La evaluación de la calidad del macizo rocoso se realiza mediante un proceso conocido como mapeo geológico de frente o mapeo de frente. Durante este proceso se realiza una evaluación de las principales

condiciones geológicas como tipo de roca, cantidad de familias de estructuras, condición de las familias de estructuras, entre otras. Los 3 principales parámetros obtenidos durante este proceso son los parámetros Q (Q- Value), GSI (Geotechnical Strength Index) y RMR (Rock Mass Rating). En particular en el proyecto hidroeléctrico Ituango el soporte instalado se seleccionaba en función del parámetro Q.

Dado que este informe fue realizado mucho después de la excavación de la GAD, los parámetros de los mapeos de frente no pueden ser verificados, ya que estos en gran medida dependen de una evaluación visual del macizo rocoso, la cual no se puede realizar actualmente debida la inaccesibilidad al túnel. Sin embargo, se pudo constatar la coherencia entre los parámetros seleccionados en cada hoja de mapeo. Además, dado que dos actores independientes (Contratista de obra y Asesoría) realizaron la evaluación del parámetro Q, se pudieron comparar los resultados de ambos para evaluar la consistencia y calidad de los mapeos realizados.

La Figura 13 presenta una gráfica comparativa de los mapeos realizados por la Asesoría y por el consorcio contratista (CCC Ituango). Un análisis detallado de la comparación realizada se presenta en el Anexo 7.2.4.

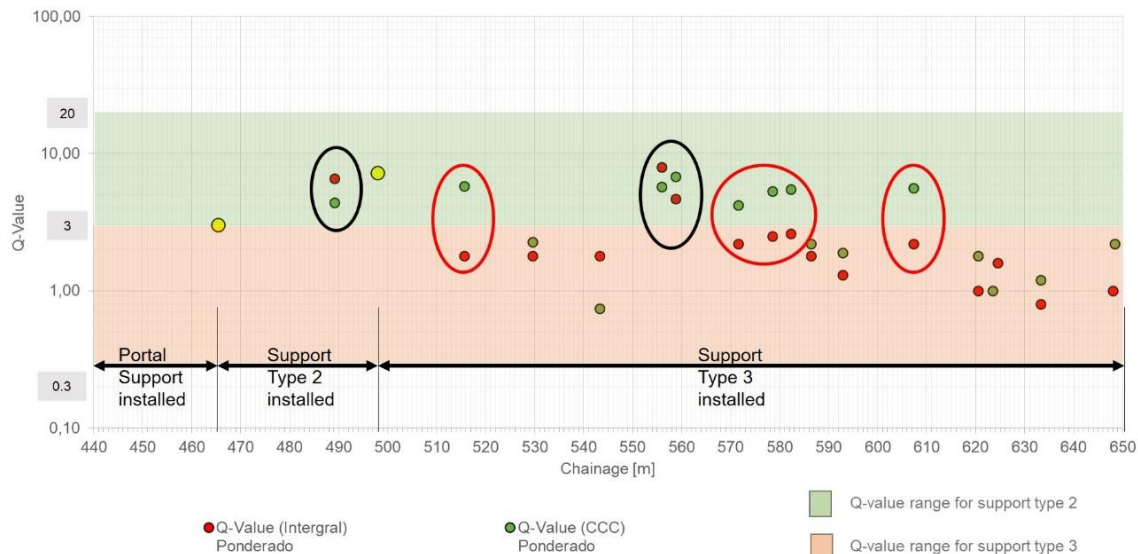


Figura 13 Comparación de valores Q determinados por INTEGRAL y CCC en 18 ubicaciones de mapeos de frente.

En la imagen anterior (Figura 13) los puntos amarillos indican ubicaciones con valores en que tanto la asesoría como el contratista valoraron el macizo rocoso con valores Q idénticos. Los puntos encerrados en negro representan los lugares donde se identificaron diferencias notables (se considera notable mayor a 2). Los puntos encerrados por círculos rojos muestran ubicaciones donde se clasificaron diferentes clases de soporte. Nótese que la ordenada (eje vertical) está en escala logarítmica.

El consolidado de los mapeos y soportes instalados se presenta en los planos de Mapeo y soporte de excavación tal como se muestra en la Figura 14.

Como se mencionó anteriormente, la obtención de los parámetros individuales en la clasificación en el frente del túnel no puede ser verificada. Sin embargo, se considera que hubo suficiente experiencia acumulada durante el tiempo del proyecto entre los geólogos que clasificaron para seleccionar confiablemente los parámetros. En consecuencia, y tomando en consideración que los números presentados en las hojas de mapeo son generalmente consistentes, se supone que estos parámetros se estimaron adecuadamente. Además, se debe tener en cuenta que, como se verá más adelante, los soportes se seleccionaron conservadoramente respecto a los mapeos, por lo que, si bien la hipótesis no puede ser descartada, se considera que es poco probable que la causa raíz física se deba a una evaluación defectuosa del macizo rocoso.

ii. Detección de Singularidades geológicas

El mapeo geológico de frente tiene como objetivo clasificar el macizo rocoso, sin embargo, también cumple la función de la detección de singularidades geológicas como zonas puntuales de debilidad o cambios abruptos de calidad del macizo rocoso.

Una de las características del macizo rocoso donde se emplazan las obras subterráneas del proyecto Ituango, incluyendo la GAD es su homogeneidad. Aun así, en algunos sectores se presentan zonas de debilidad aleatorias, que pudieron afectar el desempeño del túnel.

Una de las hipótesis evaluadas es que un macizo rocoso de peor calidad geotécnica no haya sido identificado dentro de los sectores sin mapeo geológico, lo que habría implicado la instalación de un soporte distinto al requerido. O bien, que singularidades geológicas no hayan sido identificadas.

Para evaluar esta hipótesis se estudió en detalle los mapeos realizados tanto por el Asesor como por el Contratista Constructor, este análisis se presenta en el Anexo 7.2.4. Un resumen de los resultados obtenidos de este análisis se presenta en la Tabla 3 y en la Figura 15.

Tabla 3 Resultados de cobertura del mapeo de frente para el tramo desde la abscisa 0+443,70 a la 0+651,40.

	Asesoría	Constructor (CCC Ituango)	Superposición de mapeos	Total mapeado
Bóveda	99.2 m (48 %)	86.3 m (42%)	51.8 m (25%)	133.7 (65%)
Banco	0 m (0%)	0 m (0%)	0 m (0%)	0 m (0%)

Como se puede ver en la Tabla 3 en el tramo de estudio dos de cada tres avances fueron mapeados geológicamente durante la excavación de la bóveda. Esto se considera razonable, dado que en la mayoría de los proyectos de construcción de túneles no se puede lograr una cobertura completa. La razón de esto radica en que esta labor depende muchos factores y actores, como: seguridad, estabilidad de la frente, disponibilidad de equipos, personal, otros.

Para el mapeo geológico de las paredes del banco, la Asesoría con base en la disposición estructural levantada en la bóveda, proyectó las estructuras geológicas hacia los hastiales derecho e izquierdo de la excavación, lo cual es normalmente realizado dada la continuidad de los accidentes geológicos. Esto quedó registrado en los planos "As-Built", ver como ejemplo la Figura 13.

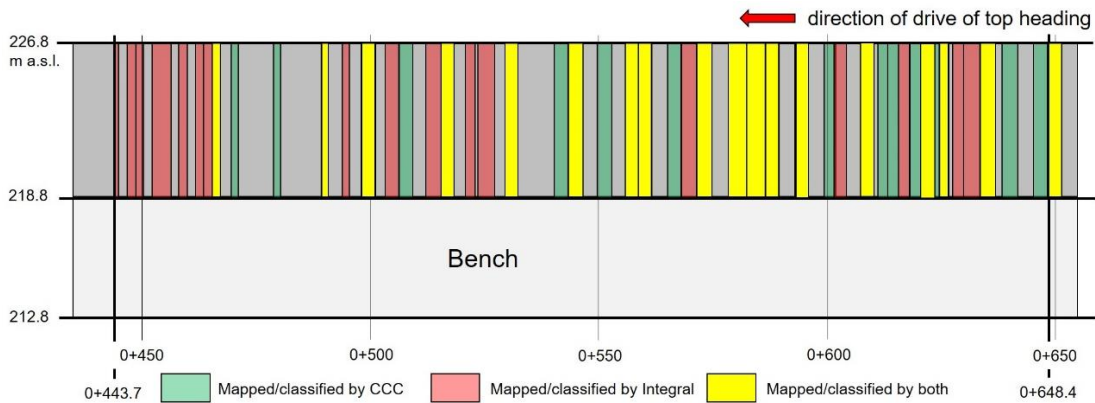


Figura 15 Cobertura de mapeos de frente de INTEGRAL y CCC. Se resaltan en amarillo los frentes mapeados por ambos.

Tomando en cuenta lo indicado anteriormente, se concluye que la cobertura de los mapeos a nivel de la bóveda fue en general aceptable a buena. Sin embargo, es inevitable la posibilidad que existan singularidades geológicas no detectadas en los tramos donde el mapeo no existe. Aun en macizos homogéneos como el macizo en que se encuentra emplazada la GAD.

En la Figura 16 se presenta un esquema de zonas de cizalle existentes en el proyecto, las cuales dada su disposición estructural podrían haber sido no detectadas.

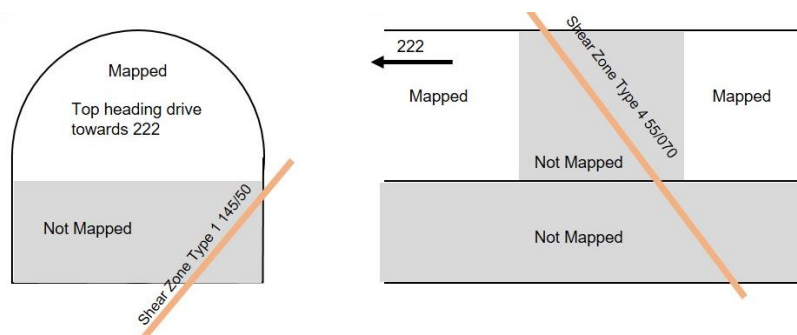


Figura 16 Esquema para visualización de ejemplos donde la falta de mapeos de frentes puede llevar a que estructuras geológicas no sean identificadas en la GAD.

iii. Elección de soporte de bóveda y paredes

Puede ocurrir que la elección del soporte sea incorrecta a pesar de aplicar una evaluación geológica correcta del frente, situación que se traduce en la instalación de un soporte no adecuado o incapaz de resistir los esfuerzos a los que está sometido el túnel.

Para evaluar esta hipótesis, en el Anexo 7.2.4 se realiza una comparación de los valores de Q obtenidos en los mapeos de banco con los soportes instalados. Un resumen de esta comparación se presenta en la Figura 17.

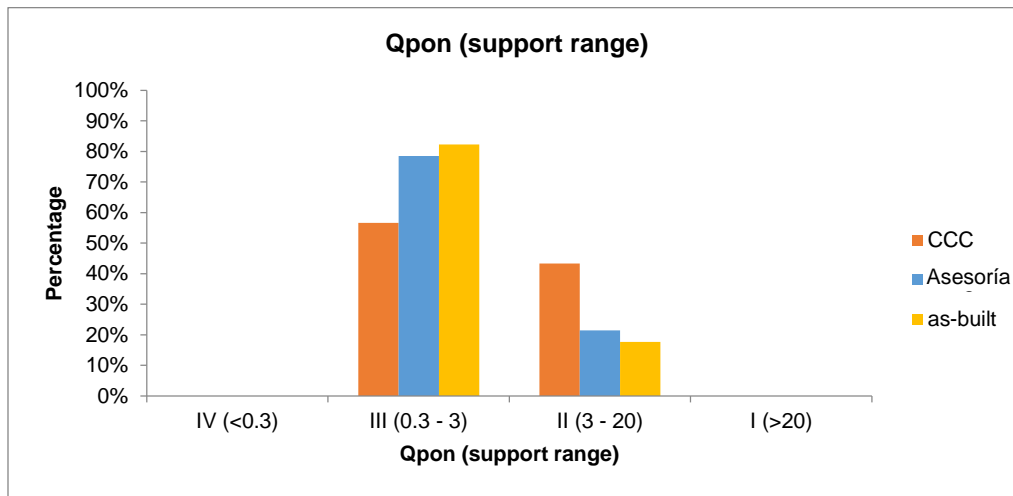


Figura 17 Distribución de clases de soporte asignadas y soporte instalado desde la abscisa 0+465,50 a la abscisa 0+651,40.

Con base en el diagrama presentado en la Figura 17, se puede ver que se instaló en general un soporte más pesado (clase III) que el requerido según la necesidad evaluada durante la clasificación del macizo rocoso. Por lo tanto se puede decir que la selección del soporte fue conservadora por lo que se descarta esta hipótesis.

iv. Elección de soporte de piso

En los túneles hidráulicos el agua escurre constantemente sobre el piso y puede ocasionar problemas de erosión, afectación de minerales arcillosos, arrastre de bloques, etc. Es por ello que el soporte de piso cumple una importante función estructural de aislar la roca y evitar, entre otros peligros, la erosión.

En los planos aprobados para construcción de la GAD, sólo se indicaba losa de piso para las zonas donde el tipo de terreno se calificara como roca Tipo IV. Durante la excavación, en el sector 2 de la GAD no se encontró roca Tipo IV, por lo que no se instaló losa de piso.

Sin embargo, durante el mapeo geológico se identificaron estructuras débiles como y zonas de cizalladura de espesores de hasta algunos metros. Estas zonas de cizalla o debilidad geológica se pueden ver en los planos "As-Built" (Ref. 39), como el presentado en la Figura 14, y en los planos de mapeo geológico y soporte de excavación (Ref. 40), donde se identifican estructuras importantes con de rellenos blandos.

Al no existir elementos que mitiguen la erosión de las zonas débiles se podría haber iniciado un proceso erosivo en el piso en alguna zona de debilidad geológica o cizalla, permitiendo el desplazamiento de los bloques adyacentes de roca, luego el proceso erosivo progresó hacia las paredes y posteriormente a la bóveda.

c) Etapa de construcción

i. Calidad del soporte instalado

Se podría suponer que el soporte instalado no alcanzó la calidad requerida haciéndolo incapaz de soportar los esfuerzos a los que estará sometido el túnel.

Para analizar esta situación se realiza una revisión de los resultados presentados en la Ref. 16 y lo solicitado en las especificaciones técnicas. A continuación se presentan los resultados del seguimiento del soporte de la GAD. En la Figura 18 y en la Figura 19 se presentan los resultados de resistencia y capacidad de absorción de energía de los concretos del sector 2 de la GAD.

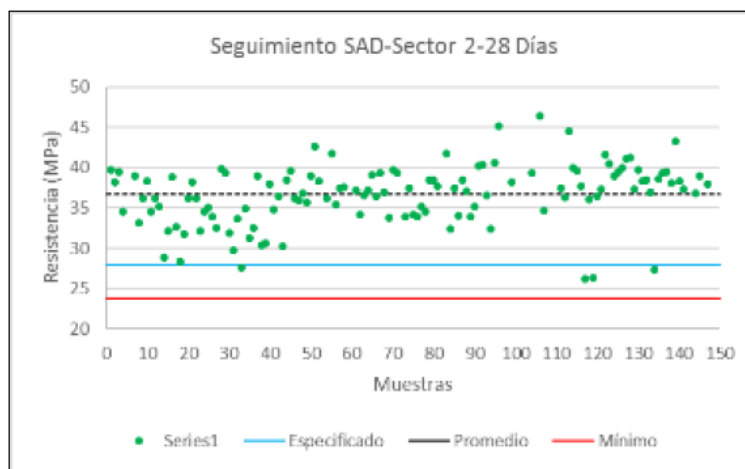


Figura 18 Seguimiento de resistencias de los concretos lanzados de 28 MPa en el sector 2 de la GAD

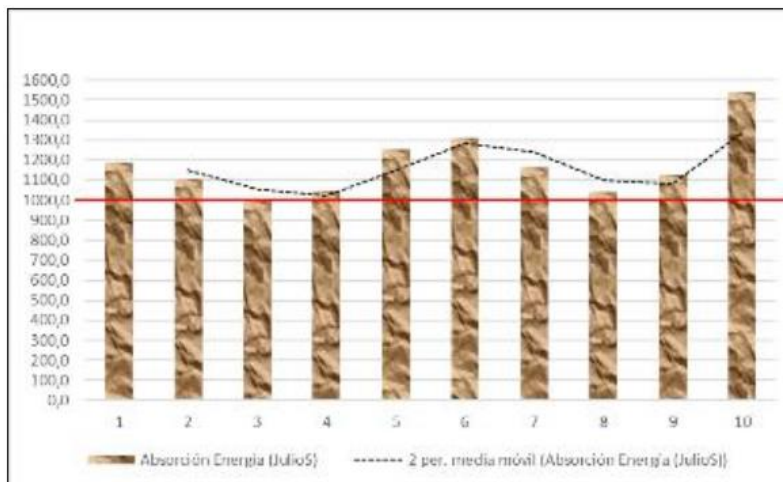




Figura 19 Seguimiento de la absorción de energía de los concretos lanzados con fibra de 28 MPa en el sector 2 de la SAD

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 32 de 68	

En ambos gráficos se puede ver que los promedios obtenidos estuvieron siempre sobre lo especificado y no se encontraron valores bajo el límite de aceptación. Por lo que, con base a lo expresado en la Ref. 16 se descartaría que la causa raíz física provenga de una mala calidad de los hormigones instalados.

Además, de acuerdo con las especificaciones técnicas vigentes para la construcción de la GAD (Integral, 2012, ANEXO TÉCNICO – ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN - “Tomo 2 Anexo Técnico - ET-incluye adendas”) 5 de cada 50 pernos debían ser probados mediante ensayos en los cuales se sometía cualquier tipo de perno a una carga axial de tracción equivalente a dos veces la carga de diseño, a los ocho días calendario después de haber sido colocado el perno.

Con base en lo anterior y en lo presentado por la interventoría, los resultados de estos ensayos se pueden ver en el Anexo 4 de la Ref. 16 donde se aprecia que los resultados son satisfactorios. Por lo que, con base a lo presentado en la referencia, se descarta esta hipótesis.

ii. Perfil Irregular y Perturbación por Voladura

Se evaluó la hipótesis de que el efecto de las voladuras, la sobrexcautación geológica y la sobrexcautación por construcción haya sido mayor a la esperada, generando una perturbación que pudiese haber influido en la estabilidad del túnel.

La evaluación detallada de esta hipótesis se presenta en el Anexo 7.2.10. De este análisis se concluye que: tanto la sobre excavación ocasionada por condiciones geológicas propias del macizo rocoso como la relacionada con el método constructivo de perforación y voladura contribuyeron a crear un perfil de túnel irregular, a menudo anguloso. Este perfil se puede ver en la Figura 20.

Es importante mencionar que, la metodología constructiva de perforación y voladura genera inevitablemente un cierto nivel de sobre excavación e irregularidad en el perfil, que se considera propia del procedimiento constructivo.



Figura 20 Visualización CAD del perfil final del túnel en la zona de la curva de la GAD.

Como se puede ver en la Figura 20, en el GAD existen irregularidades en el perfil tanto en sentido radial como axial. Estas irregularidades pueden ser incluso de hasta más de 2 m, como es el caso en la abscisa 0+511. Se considera que las irregularidades pudieron haber sido ocasionadas por condiciones geológicas inherentes al macizo rocoso, metodología constructiva y “perturbación por voladura”. Todas éstas son propias del método constructivo de perforación y voladura, e incluso en el sector 2 de la GAD se tomaron medidas de pre soporte para evitarlas, como instalación de “spiling bars”.

Si bien la hipótesis de perturbación del macizo rocoso no puede ser probada, ya que el nivel de perturbación es muy difícil de medir o estimar *a posteriori*, se aprecia que el perfil de excavación del túnel es altamente irregular, lo que generaría problemas de escurrimiento dejando superficies más expuestas al

flujo generando puntos de debilidad o de mayor desgaste. Esto aumenta el potencial erosivo del agua y el riesgo de erosión y por lo tanto se considera un probable factor contribuyente.

d) Sismo

La acción de un sismo tectónico podría provocar deformaciones y esfuerzos sobre un túnel, por lo que la hipótesis de que un sismo tectónico haya provocado el colapso de la GAD fue analizada.

El proyecto hidroeléctrico Ituango cuenta con cuatro estaciones de monitoreo en sus cercanías, las cuales se pueden ver en la Figura 21.

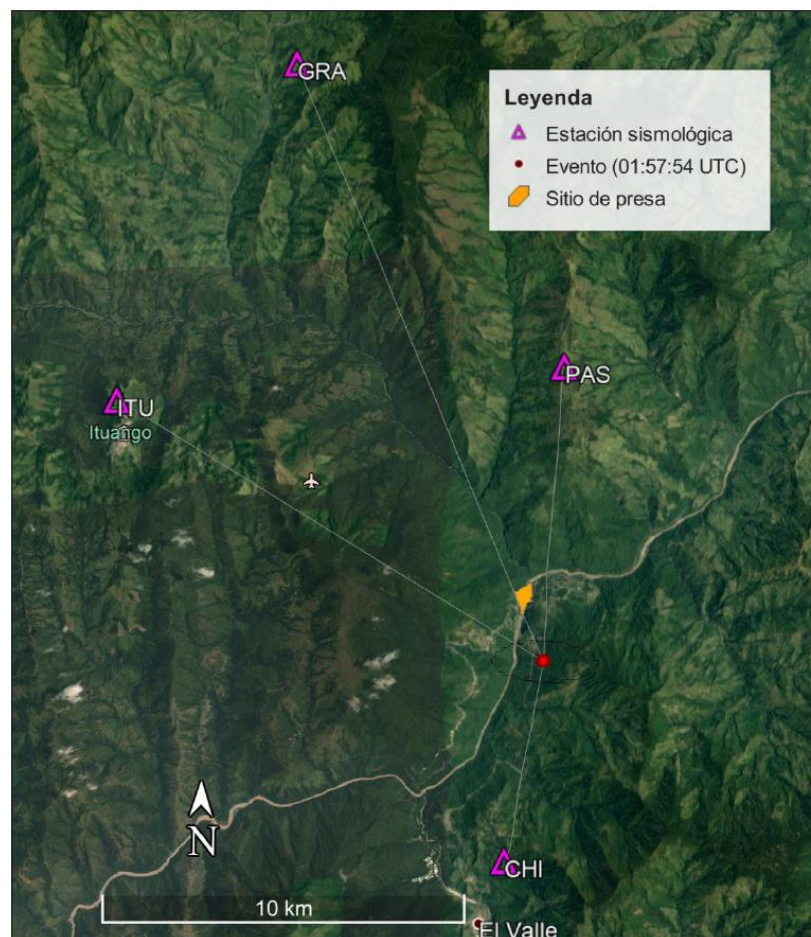


Figura 21 Ubicación de las estaciones sísmicas en la zona del proyecto.

Estas estaciones fueron capaces de detectar sismos en la zona del proyecto los días en que ocurrieron los colapsos y taponamiento de la GAD. Se descarta completamente que estas señales fueran de sismos corticales dado que la energía liberada fue muy baja y no hay registro de aceleraciones en superficie en la zona del proyecto, además de que las formas de las ondas captadas no corresponden a aceleraciones producidas por sismos corticales. Por ende, se puede decir que no se detectaron sismos tectónicos de una

magnitud considerable que pudiera dañar la estructura del túnel (Ref. 35), sólo se detectó sismicidad puntual asociada a los colapsos del túnel. Por lo que se descarta la hipótesis de daño por sismo en el túnel.

e) Daño exógeno al soporte

Una causa que se ha visto en colapsos de túneles en el pasado es por efecto del daño del soporte por efecto de agentes exógenos. Por ejemplo, es común en minería que los equipos operando al interior de galerías golpeen las paredes dañando el soporte y en túneles hidráulicos con flujo a gran velocidad que el soporte se vea dañado por el flujo.

i. Daño al soporte por oscilación de subpresiones

La hipótesis corresponde a que las subpresiones generadas por el flujo del agua en el macizo rocoso aumentaron al producirse un nivel elevado en el embalse durante un periodo prolongado y posteriormente, al reducirse el nivel del embalse, la disminución de las subpresiones al interior del macizo no se produjo a la misma velocidad generando una presión mayor en el macizo rocoso que al interior túnel. Esto generaría fuerzas adicionales hacia el interior del túnel, fracturando el soporte y produciendo consecuentemente el desplazamiento de los bloques hacia el interior de este.

Para evaluar esta hipótesis se aplicaron modelos de flujo transiente. Estos permiten determinar la presión relativa de agua al interior del macizo rocoso al momento de disminuir el nivel del embalse. Con esto quedaría demostrado que existió una presión exterior mayor a la presión interior del túnel lo que aumentaría una potencial inestabilidad. (ver Anexo 7.2.5).

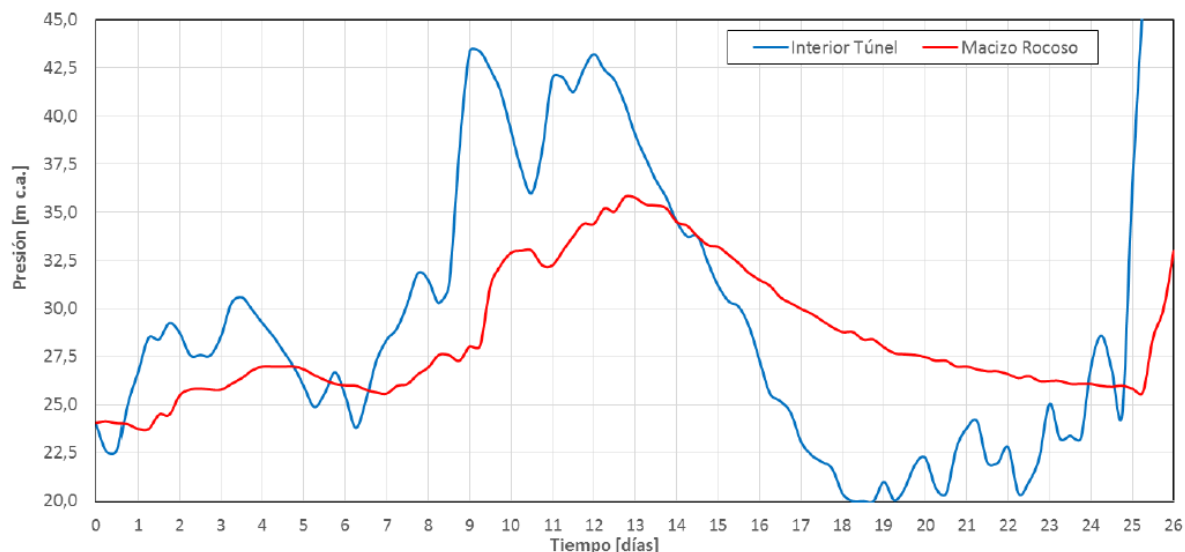




Figura 22 Presión al interior y exterior del túnel en función del tiempo

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 36 de 68	

Los resultados presentados en la Figura 22 muestran que entre los días 15 y 25 de la simulación, es decir del 19 al 28 de abril de 2018, se presentaron en el túnel presiones exteriores mayores a las presiones interiores.

Estos resultados se emplean también en el análisis cinemático de cuñas, donde se puede apreciar que las cuñas a nivel de bóveda y paredes no presentan problemas sin embargo podría producirse levantamiento de algunas cuñas a nivel del piso.

Del análisis realizado se desprende que hubo subpresiones exteriores mayores a las presiones interiores. SKAVA hizo un modelo de elementos finitos, para evaluar el comportamiento del soporte sometido al diferencial de presiones, concluyendo que los esfuerzos ejercidos al soporte producto de esto no explicaría una falla del soporte y posterior colapso del túnel. Por lo tanto se descarta la hipótesis de daño en el soporte producido por fluctuación de subpresiones en el macizo rocoso.

ii. Daño al Soporte por Flujo Pulsante

Siendo la GAD una conducción cerrada con una pendiente pequeña, el flujo a través de ella durante su operación se debió desarrollar a superficie libre en el caso de caudales bajos o a presión para caudales altos. Entre ambos tipos de flujo y en ciertos períodos de tiempo se tuvo que pasar por una situación intermedia o de transición caracterizada por una gran inestabilidad, con el nivel de agua en su interior fluctuando en forma permanente entre una cierta altura libre y la sección total del túnel. Esta situación conlleva la generación de fluctuaciones de presión solicitando principalmente la clave y también la solera del túnel.

En este capítulo se evalúa la posibilidad de que el flujo al estar en un estado de transición entre flujo libre y flujo a presión, caso en que se producen efectos de inestabilidad del flujo, produzca esfuerzos importantes sobre la estructura del túnel y sobre el macizo rocoso contribuyendo en alguna medida a generar las condiciones de ocurrencia del colapso de abril de 2018.

Según los antecedentes disponibles la curva de calibración de la GAD que se presenta en la Figura 23, tomada de la Ref. 4, indica que el flujo en transición en la GAD se debió presentar aproximadamente en el rango de caudales entre 900 y 1050 m³/s, que corresponde a niveles de embalse entre las cotas 228 y 233 m.s.n.m.

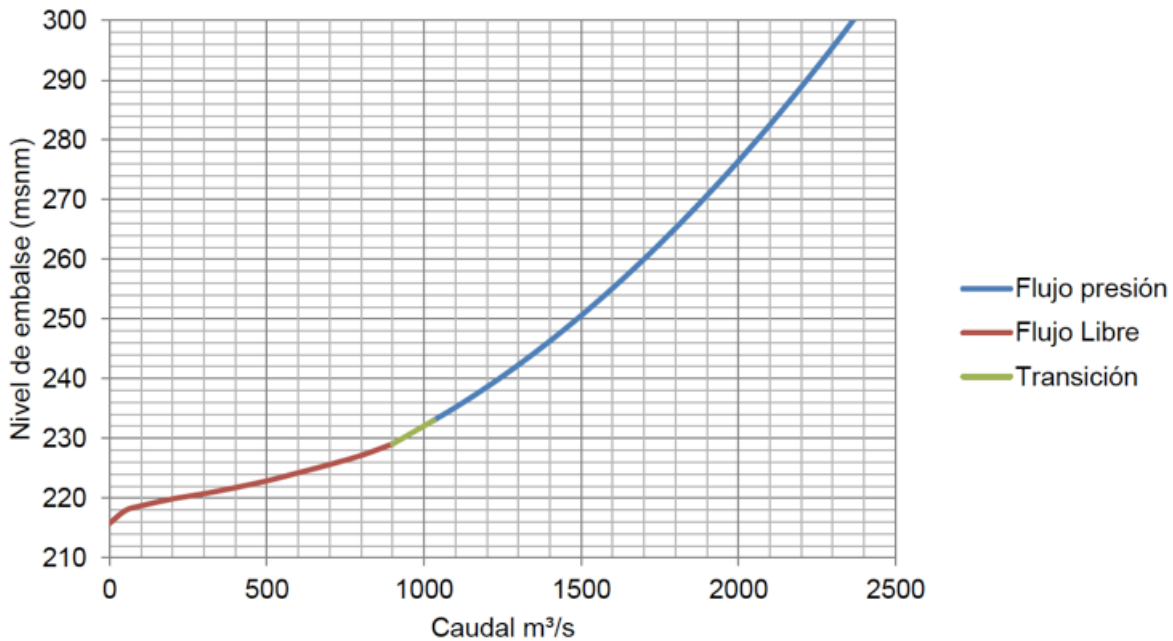


Figura 23 Curva de calibración de la GAD según I-M-2194-034-HID-01 de INTEGRAL

De acuerdo a los datos provistos por la asesoría en la Ref. 39 esta situación se presentó en aproximadamente 90 de los 216 días de los que operó la GAD, tal como puede observarse en la Figura 24, condición que se dio en varios períodos previos al primer taponamiento de la galería.

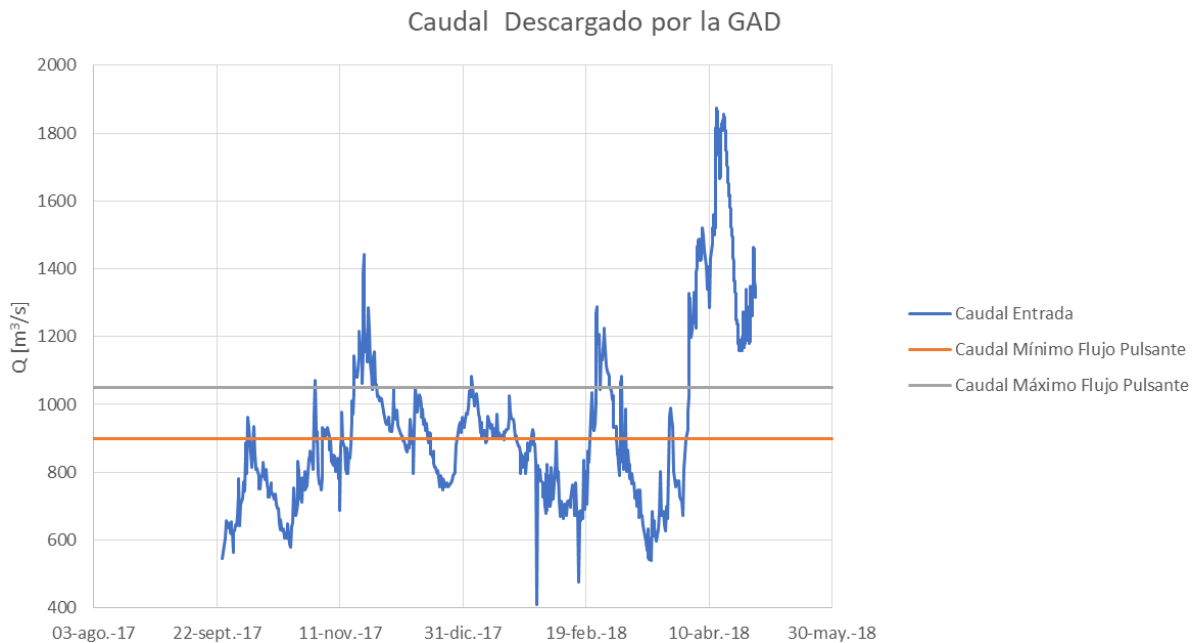


Figura 24 Caudales descargado por la GAD desde el inicio de su funcionamiento hasta el primer taponamiento. (Datos tomados de Ref. 39)

Si bien, como se mencionó anteriormente, no se puede cuantificar exactamente el efecto de las pulsaciones del flujo; someter el túnel a una carga repetitiva durante un período de tiempo prolongado probablemente afectó negativamente el soporte.

Este efecto por sí solo no podría haber producido el colapso, pero sí podría contribuir a debilitar el soporte o a acelerar un proceso de falla, por lo tanto se considera como un factor contribuyente probable.

iii. Velocidad del Flujo de Agua

La hipótesis corresponde a que las altas velocidades del flujo produjeron un desgaste acelerado en el sostenimiento, dañando el macizo rocoso hasta generar un colapso mayor.

Para evaluar el daño en el soporte producido por la velocidad del flujo se emplearon los resultados de los modelos 3D de volúmenes finitos realizados mediante el software “Computer Fluid Dynamics 3D” por SKAVA. El detalle de estos modelos se encuentra en los Anexos 7.2.5 a 7.2.9. Mediante estos modelos se pudo determinar la zona con mayor esfuerzo de corte producido por la velocidad del flujo, tal como se muestra en la Figura 25, así como también se pudieron determinar las variaciones temporales de la velocidad, presión y tensión de corte sobre el soporte.

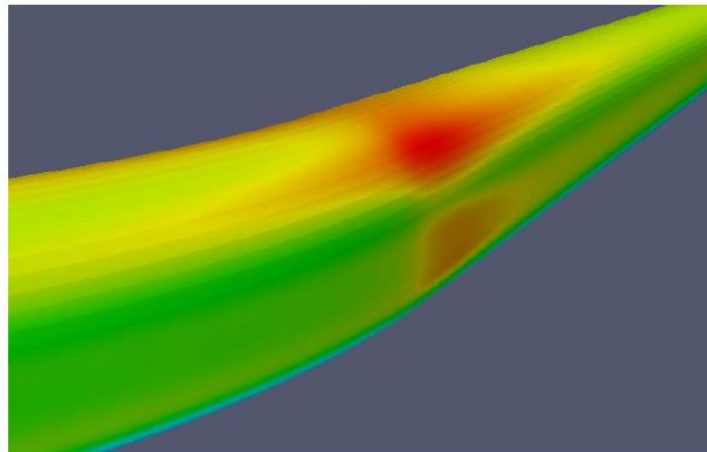


Figura 25 Esfuerzo de corte en el sostenimiento en el lado exterior de la curva vista hacia aguas abajo.

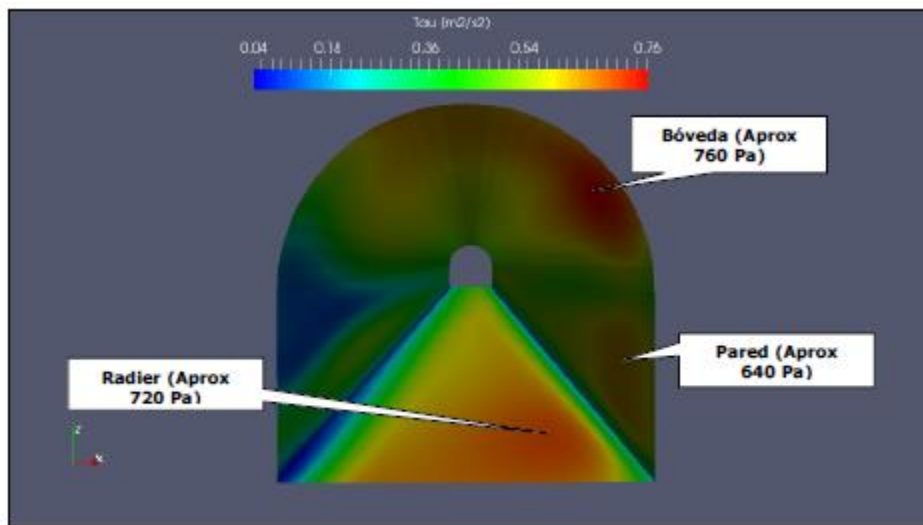


Figura 26 Esfuerzo de corte en el sostenimiento del túnel vista hacia aguas abajo.

La variación temporal de las velocidades en el flujo de agua se presenta en la Figura 27, en esta se aprecia que incluso para un régimen permanente producto de los vórtices internos del flujo se producen variaciones en la velocidad, pero para el caso de la GAD no son de gran importancia.

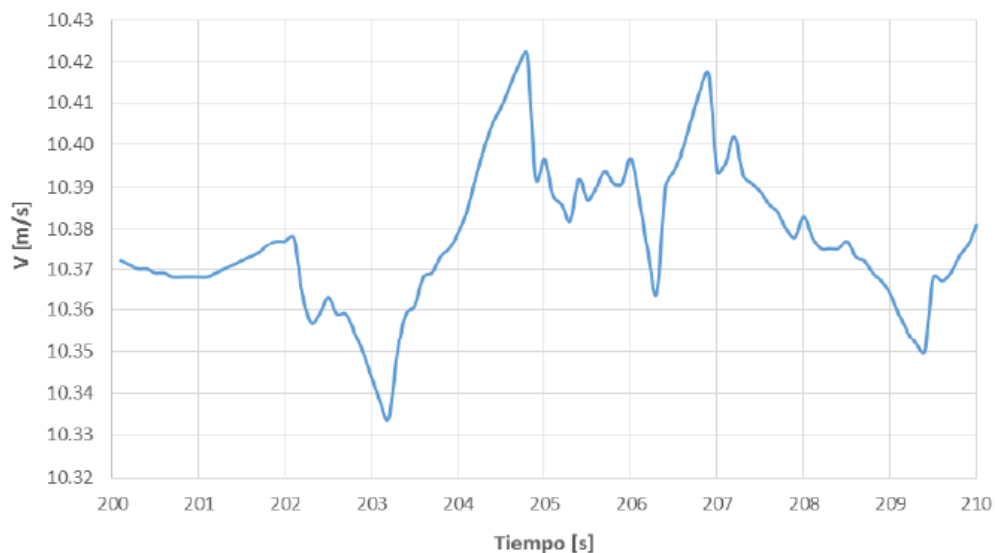


Figura 27 Variación temporal de la velocidad en régimen estable.



Figura 28 Variación temporal del esfuerzo de corte en régimen estable.

Con base en los valores presentados anteriormente se determinó el potencial erosivo del flujo (ver detalle en el Anexo 7.2.8).

Considerando que las velocidades máximas del flujo dentro de la GAD rondaron los 10 m/s, que el poder erosivo alcanza sólo los 4,0 kW/m² en la pared y 5.2 kW/m² en la bóveda, que el esfuerzo de corte alcanza sólo los 0,76 kPa en el punto crítico; y tomando en cuenta la temporalidad del funcionamiento de la GAD respecto de los túneles izquierdo y derecho, que operaron en condiciones similares por un tiempo mucho mayor, se descarta la hipótesis de que la causa raíz sea producto de un daño mayor en el soporte por efecto de la velocidad del agua.

iv. Durante la construcción

Es sabido que durante la construcción los equipos o las vibraciones inducidas por las voladuras de obras subterráneas cercanas pueden dañar la estructura del túnel. En este caso como se ve en Figura 29, la zona de estudio de la GAD se encuentra en una zona alejada de todas las demás obras subterráneas por lo que el daño inducido por la voladura de otras obras se descarta, ya que cualquier daño producto de esto habría tenido un efecto mucho mayor en otras obras del sistema más cercanas entre sí y éste no fue el caso. Además, se debe enfatizar que la GAD fue una de las últimas obras en ser materializada. Por otro lado, durante la construcción de la GAD no se conoce reportes de daños por efecto de equipos, por lo que en base a la información existente se descarta también esta hipótesis.

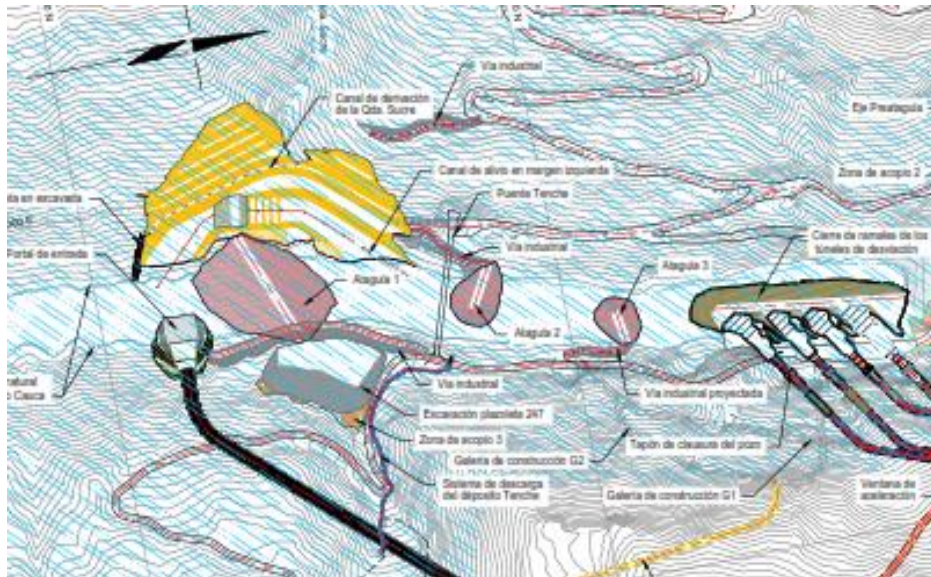


Figura 29 Visualización de la zona de estudio de la GAD.

4.3.2.2 Falla por Cambio de Forma

Los túneles se diseñan de forma tal que las tensiones en el macizo rocoso se distribuyan alrededor del túnel generando el llamado “efecto arco”. Si un túnel o una Galería pierden su forma, pierde también este efecto lo que podría fácilmente afectar la estabilidad del túnel.

Erosión



La erosión se produce como una combinación de un agente erosivo y un material incapaz de soportar la sollicitación impuesta por el agente erosivo. En el caso de la GAD el agente erosivo es el agua. Mientras que los materiales susceptibles a erosionarse son el macizo rocoso del piso y el soporte de las paredes y la bóveda de la GAD.

a) Sollicitación Hidráulica

Como se mencionó, la sollicitación hidráulica en la GAD la impone el flujo del río Cauca y en nivel del embalse.

i. Golpe de Ariete

Una sollicitación posible es el golpe de ariete. Se conoce como golpe de ariete el efecto producido por la interrupción brusca de un flujo de agua, donde por inercia las partículas de fluido que se han detenido son empujadas por las que vienen inmediatamente detrás y que siguen aún en movimiento generando una onda de sobrepresión que se desplaza por la tubería, siendo esta una de las principales causas de fallas de conducciones hidráulicas. Por lo tanto se evalúa la posibilidad de que una interrupción brusca del flujo de la GAD hubiese producido un golpe de ariete generando una sobrepresión que dañó el soporte y el macizo rocoso.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 42 de 68	

El único momento en que se reportó una interrupción del flujo en la GAD fue al momento del bloqueo del 28 abril de 2018, durante este evento se podría haber producido un golpe de ariete debilitando aún más el macizo rocoso alrededor del túnel y favoreciendo el colapso posterior.

La velocidad de desplazamiento de estas ondas depende del tipo de material constituyente de la conducción, pudiendo alcanzar valores del orden de 1000 m/s. En el caso de la GAD, en que se trata de un túnel excavado en roca con revestimiento de concreto la velocidad estimada es del orden de 500 m/s.

Al llegar al embalse, las ondas se reflejan en éste regresando hacia su punto de origen, donde vuelven a reflejarse. De este modo se desplazan en algunos instantes en un sentido y en otros instantes, en sentido contrario, y el tiempo que transcurre entre dos pasos sucesivos por el mismo punto puede ser de una fracción de segundo.

En general las sobrepresiones son máximas donde se produce la interrupción del flujo, que en el caso de la GAD corresponde a la zona del colapso. La magnitud de las sobrepresiones depende de la duración del proceso de cierre, que en este caso equivale a la duración de la descarga del material rocoso hacia el interior de la GAD.



A partir del término del proceso de cierre o de interrupción del flujo, y desde el punto en que éste se produjo, las variaciones de presión se alternan entre negativas (depresiones) y positivas (sobrepresiones).

El fenómeno descrito más arriba tiene lugar hacia aguas arriba del punto de cierre del flujo. Adicionalmente, hacia aguas abajo cabe esperar la ocurrencia de algo similar, pero generándose un golpe de ariete negativo que va asociado a una reducción de la presión.

A fin de tener una visión general del fenómeno de golpe de ariete que pudo haberse desarrollado en la GAD como consecuencia de su taponamiento, a partir de los datos disponibles se efectuó un análisis numérico estimativo del funcionamiento aguas arriba del sector comprometido y así contar con alguna cuantificación de las variaciones de presión que pudieran haberse presentado.

Del análisis realizado, utilizando las ecuaciones de Allievi de manera simplificada, sin consideración de pérdidas de carga, se concluyó que:

- El período de propagación o tiempo de tránsito de las ondas de presión entre el sector del colapso y el embalse y el retorno de las mismas hasta su origen es del orden de 0,47 s.
- Considerando un nivel de embalse igual a 239,20 m.s.n.m. y un caudal de 1200 m³/s (valores al momento del taponamiento del 28-04-2018), para un cierre lineal en un tiempo del orden de 5 s, equivalente al lapso hasta la interrupción completa del flujo, la sobrepresión habría podido alcanzar unos 22 m c.a. (metros de columna de agua). A partir del término de la descarga de material y del consecuente taponamiento, por efecto de la reflexión de la onda, tanto en el embalse como en el taponamiento, las variaciones de presión en este sector se alternan en forma sucesiva entre negativas o depresiones (contragolpe de ariete negativo) y positivas o sobrepresiones hasta anularse.
- La variación de presión anterior tiende a reducirse a medida que la duración del proceso de taponamiento es mayor. Así, en el caso de aumentar esta duración unos 9 s, se reduce a unos 9 m c.a. (metros de columna de agua). Posiblemente, en la realidad, el proceso de taponamiento debe haber sido de una mayor duración; no obstante, en alguna medida el fenómeno de golpe de ariete positivo y contragolpe negativo debiera necesariamente haberse producido, condicionando de alguna manera la estabilidad posterior del macizo rocoso.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 43 de 68	

Destaponamiento del túnel. Golpe de ariete negativo.

El destaponamiento súbito del túnel el 29 de abril de 2018, puede asimilarse a la apertura de una válvula o de los álabes de una turbina hidráulica, situación que se caracteriza por la generación de una onda negativa hacia aguas arriba.

El análisis de este caso, efectuado también en forma estimativa bajo las condiciones de la GAD el 29 de abril de 2018 (caudal 0 m³/s y nivel embalse = 278 m), fue realizado para dos situaciones de duración supuesta del proceso de destaponamiento, asimilándolas a aperturas lineales de unos 9 y 19 s respectivamente, obteniéndose lo siguiente:

- Para una duración de 9 s, la máxima reducción de presión en el sector del colapso habría alcanzado -22 m c a. (metros de columna de agua).
- Para una duración de 19 s la máxima reducción de presión en el sector del colapso habría alcanzado -12 m c a. (metros de columna de agua).
- Las variaciones negativas de presión anteriores deberían tender a reducirse a medida que la duración del proceso de remoción del tapón aumenta. Posiblemente, en la realidad, el proceso de remoción del tapón debe haber tenido una duración mayor; no obstante, el fenómeno de golpe de ariete negativo debería necesariamente haberse producido, estableciendo condiciones de alguna manera desfavorables para la estabilidad posterior del macizo rocoso.

Efecto del impacto de la caída de la masa de roca sobre el flujo de agua

Un aspecto adicional asociado a la ocurrencia de fenómenos transientes que pudiera ser importante en relación con el colapso presentado al interior de la GAD, se refiere al efecto del impacto directo de la masa de rocas, con o sin arrastre de aire, sobre el flujo de agua, relevante en importante medida si se toma en cuenta la gran magnitud del volumen de material vaciado a la galería. Este fenómeno tendría su antecedente en el de “air blast” o pistón de aire a alta presión, que suele ser un riesgo mayor en la explotación minera. Un fenómeno de este tipo pudiera haber generado ondas de presión adicionales a las referidas en el tema de los golpes de ariete abordados en los acápite precedentes, superponiéndose los efectos de ambos fenómenos.

Por todo lo descrito anteriormente se considera que tanto el golpe de ariete y el efecto del impacto de la caída de la masa de roca sobre el flujo de agua (“air blast”) deben haber ocurrido y afectado de alguna forma al soporte y al macizo rocoso remanente empeorando su condición y posterior estabilidad, por lo tanto el golpe de ariete y la caída de la masa de roca se consideran como factores contribuyentes probables.

ii. Oscilaciones de subpresiones en el macizo rocoso

De acuerdo a lo mencionado en el capítulo 4.3.2.1.e.i “Oscilaciones de subpresión en el Interior de la Roca” y presentado gráficamente en la Figura 22, se producen esfuerzos de subpresión desde el macizo rocoso hacia el interior del túnel, que favorecen las condiciones para que se produzca erosión en zonas de cizalla y levantamiento de bloques del piso, aumentando la velocidad a la que se produce la erosión. Por lo tanto se considera un probable factor contribuyente.

iii. Flujo Pulsante

Tal como se analizó en el capítulo 4.3.2.1.e.i, la GAD se mantuvo por un periodo de tiempo importante en un flujo de transición o flujo inestable, generando esto una oscilación en las presiones al interior del túnel generando compresión y tracción en el soporte y en el macizo rocoso, si bien estas oscilaciones de presión no son de una magnitud suficiente para generar daño en el soporte, si generan algún nivel de daño en el macizo rocoso, más aun si este ha comenzado un proceso de daño debido a la erosión del piso. Por lo tanto se considera un probable factor contribuyente.

iv. Cavitación

La cavitación es un fenómeno consistente en la formación y desaparición de cavidades producidas en un líquido en movimiento en una conducción a consecuencia de un proceso rápido de vaporización y condensación, con la consiguiente liberación importante de energía, vibraciones y ruidos, provocando daños en los materiales en contacto con el líquido.

La vaporización ocurre por efecto de la disminución de la presión hasta alcanzar la tensión de vapor propia del líquido y de la existencia de núcleos o gérmenes de cavitación en torno a los cuales se desarrollan las cavidades.

Cuando las cavidades se desplazan arrastradas por el flujo hacia zonas de presiones más altas las cavidades se cierran y colapsan producto de un fenómeno de implosión que libera una gran cantidad de energía, produciéndose daños, que pueden ser significativos en las paredes de la conducción. Estos daños se generan por efectos de las altas presiones derivadas de las ondas de choque asociadas al colapso de las cavidades conteniendo burbujas de vapor de agua y de la implosión de éstas produciendo micro chorros de gran velocidad que golpean puntualmente las paredes cercanas a ellas. Si existe aire incorporado al flujo, éste también se puede adicionar a las cavidades.

En suma, para que se produzca cavitación se requiere que:



- Existan suficientes núcleos de cavitación en el líquido en movimiento.
- La presión se reduzca a un valor menor que la tensión de vapor del líquido.
- Aguas abajo existan zonas con una presión superior a la tensión de vapor.

Debe tenerse presente que la aireación del flujo, pese a involucrarse en el proceso, resulta más bien favorable, ya que atenúa los daños generados por la cavitación. Es así como se suelen diseñar obras de aireación especiales para contrarrestar los efectos de la cavitación en flujos de alta velocidad.

La presencia de irregularidades en las paredes de una conducción (protuberancias, agujeros, ondulaciones, ranuras, resaltes, depresiones) origina la formación de zonas de baja presión, condición indispensable para la cavitación.

En el caso de la GAD la solera excavada en roca, no revestida, quedó superficialmente con irregularidades de dimensiones significativas, lo que hace presumir la posibilidad de que se desarrolle cavitación.

Para efectos de verificar la vulnerabilidad de una conducción al fenómeno de cavitación se plantean índices o parámetros adimensionales que permiten predecir si en una determinada situación puede existir riesgo

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 45 de 68	

de cavitación. En este caso se calculó el índice de Thoma y se comparó con los valores de umbral de cavitación presentados en el ACI-210-93.

De acuerdo a los resultados presentados en el Anexo 7.2.11, se observa que el valor de σ es suficientemente alto como para que no se produzca vaporización. Consecuentemente, se concluye que este aspecto no debió haber contribuido a la generación de la falla de la GAD.

v. Potencia Erosiva del Flujo

Se analiza la hipótesis de que el poder erosivo del agua haya iniciado un proceso de erosión, que progresó hasta generar una pérdida de forma de la sección. La potencia erosiva del flujo es la capacidad de un fluido de generar erosión, esta depende principalmente de la velocidad, la rugosidad y la forma de la conducción.

De acuerdo a los análisis presentados en el Anexo 7.2.5, en el caso más desfavorable, correspondiente al máximo nivel del embalse y a velocidades de flujo del orden de 10 m/s, se determinó un poder erosivo del agua de 4.7 kW/m² a nivel del piso, al final de la curva, y de 6.2 kW/m² a nivel de la bóveda, al final de la curva. Por otro lado, se determinó un valor de 3.75 kW/m² para el tramo recto, siendo estos valores favorecidos por las irregularidades del túnel, la curva y las altas velocidades.

Estos valores, como se verá más adelante, son inferiores a la resistencia a la erosión de los macizos rocosos clasificados como Tipo II y Tipo III, sin embargo los valores a nivel de piso son superiores a los valores de resistencia a la erosión de las cizallas, las que como se mencionó, se presentan a nivel de piso sin elementos que mitiguen la erosión. Por lo tanto esta hipótesis se considera la causa raíz más probable.

b) Resistencia del Túnel a la Erosión

i. Erosión del piso en zonas de singularidades geológicas y en zonas geológicas normales

Dado que en la GAD el flujo escurrió por el piso no revestido del túnel debe estudiarse el efecto de la erosión en el piso, ya que ésta podría provocar un proceso de erosión retrograda o erosión progresiva generando la pérdida de forma del túnel.

Para evaluar este efecto se emplean 2 métodos, propuestos por Annandale y Pells respectivamente.

Método 1: Annandale (Ref. 36) presenta un método para estimar cuantitativamente la erosionabilidad comparando el índice de erosionabilidad K con un cierto valor de umbral de potencia de flujo. Así:

$$P_c = K^{0,75} \text{ para } K > 1,0$$

Donde P_c es la potencia de flujo crítico para causar erosión y K es el índice de erosión.

El potencial erosivo del flujo de agua puede calcularse mediante análisis hidráulicos analíticos o numéricos, los cuales fueron realizados para este estudio y se presentan en los Anexos 7.2.8 y 7.2.11 respectivamente. El índice de erosión se determina a partir de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso encontrado.

Además, Annandale demuestra con un ejemplo de caso de estudio la aplicación exitosa del método para túneles hidráulicos (Capítulo 10 en Annandale, 2006, Ref. 36).

Método 2: Pells (2016, Ref. 26) estima la erosionabilidad comparando el valor GSI (“Geological Strength Index”) con el potencial erosivo del flujo. Para tener en cuenta la influencia de la orientación de las estructuras geológicas, se sugiere un factor de reducción en el GSI original. Sobre la base de los resultados de los estudios de caso obtenidos en 30 vertederos sin revestimiento, se proporciona un gráfico que permite clasificar de manera semicuantitativa el potencial de erosionabilidad (“despreciable, menor, moderado, mayor, extenso”).

Es importante recalcar que este enfoque es válido solamente para macizos rocosos, no para materiales blandos como sería el caso del relleno de una zona de cizalla

El detalle de la derivación de los valores y la aplicación de estos métodos se presenta en el Anexo 7.2.12.

Para realizar la evaluación por ambos métodos se estima el potencial erosivo del flujo sobre el piso del túnel mediante enfoques empíricos y numéricos. Estos se pueden ver en el Anexo 7.2.8 y Anexo 7.2.11 respectivamente.

Los resultados de la evaluación de la erosionabilidad mediante el enfoque propuesto por Annandale (2006) se presentan en la **¡Error! La autoreferencia al marcador no es válida..** Se evaluó la resistencia a la erosión del macizo rocoso clasificado como tipo III promedio; del peor escenario de macizo rocoso tipo III encontrado durante la excavación; y de las zonas de cizalla. En esta tabla se puede ver que el potencial erosivo del flujo es menor al potencial crítico para el macizo Tipo III promedio y para el peor escenario de macizo rocoso Tipo III encontrado durante la construcción. Sin embargo también se puede ver que potencial erosivo del flujo, determinado tanto mediante métodos numéricos como analíticos, es mayor que el potencial crítico de las zonas de cizalla. Esto implica que es improbable que se genere erosión en el macizo rocoso clasificado como Tipo III, pero es probable que ocurra en las zonas de cizalla.

Tabla 4 Valores K calculados para el macizo rocoso y para las zonas de cizalla

	“Macizo rocoso promedio”	“Peor escenario”	“Zonas de cizalla”
K-value	685,51	86,40	5,68
P _c	133,97	28,34	3,68
Potencial erosivo del flujo del agua por métodos analíticos [kW/m ²]	6,1		
Potencial erosivo del flujo del agua por métodos numéricos [kW/m ²]	4,7		

Estos resultados expresados de forma gráfica se presentan en la Figura 30.

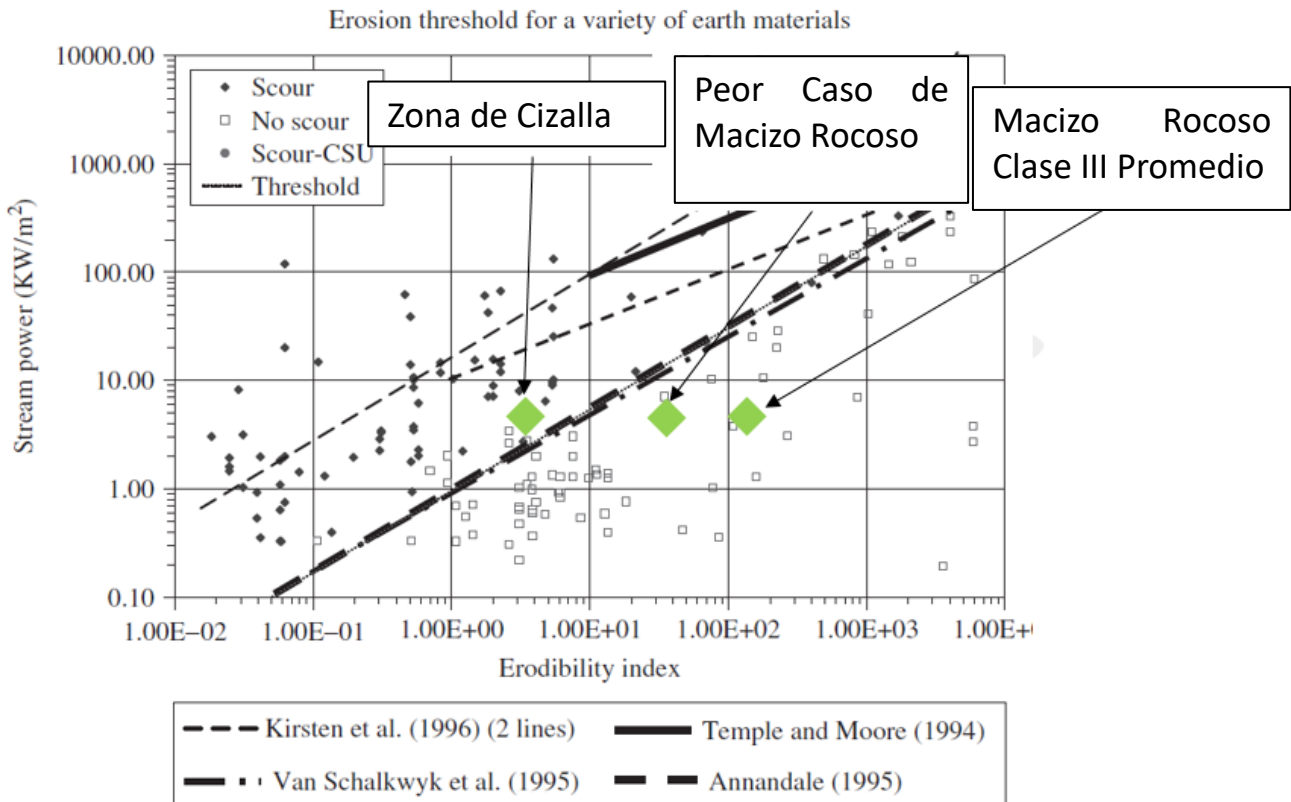


Figura 30 Resultados análisis de erosión

Los resultados de la evaluación de la erosionabilidad del macizo rocoso mediante el enfoque propuesto por Pells (2016) se presentan en la Figura 31. En ésta se puede ver que en el macizo rocoso se esperaría sólo erosión menor.

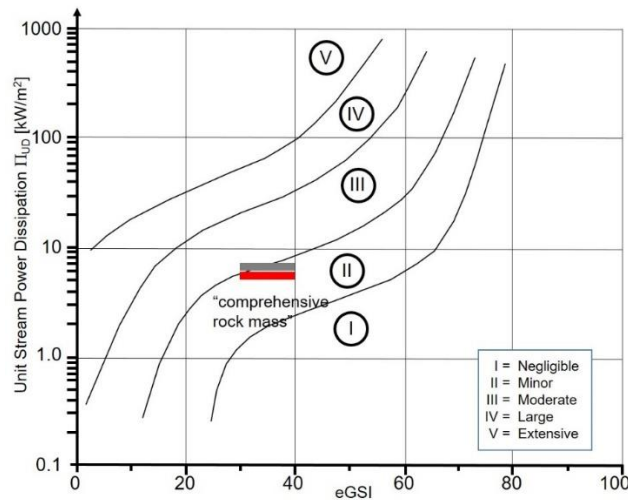


Figura 31 Resultados de la evaluación de la erosionabilidad utilizando el método propuesto por Pells (2016)

Considerando lo anterior y la información geológica presentada en los planos “As-Built”, donde se aprecia la existencia de zonas de cizalla en el tramo posterior a la curva, como por ejemplo en el plano D-PHI-034-TUN-MG-B-002, en el cual se aprecia una zona de cizalla de un espesor de 0,5 m que atraviesa el piso entre las abscisas 0+520 y 0+528 aproximadamente. Además, como se mencionó anteriormente según la cobertura de mapeos, pueden existir zonas de debilidad no identificadas. En consecuencia se concluye que no es probable que el macizo rocoso como tal se haya erosionado. Pero es altamente posible que la erosión haya comenzado en las zonas de debilidad como por ejemplo una zona de cizalla y esto haya dejado superficies débiles más expuestas lo que llevó a una progresión en la erosión.

ii. Erosión en bóveda y paredes

Al igual que en el macizo rocoso la erosión podría producirse en el soporte dejando superficies expuestas las cuales a su vez podrían erosionarse generando la pérdida de forma de la sección.

Erosión por Caudal mayor al esperado


Se analiza la posibilidad de que un caudal del río, mayor al de diseño, genere alturas de agua en el embalse mayores a las alturas de agua para las cual estaba diseñado el sistema. Esto generaría velocidades de escurrimiento mayores, lo que aumentaría el poder erosivo del agua.

Dados los caudales y niveles presentados en el embalse se concluye que los caudales presentados son menores a los caudales de diseño del proyecto. Por lo que se descarta esta hipótesis.

Erosión por Contenido de Sólidos

Hay casos en los que el contenido de sólidos en el agua es muy alto y materiales como la arena ejercen un alto nivel de desgaste por tener una dureza relativamente mayor al hormigón.

En este caso, si bien se sabe las aguas del río Cauca son bastante turbias no se profundiza mayormente en este análisis dado que el embalse tiene el efecto de sedimentador a gran escala. Además, las aguas

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 49 de 68	

en escurrimiento son las mismas que transitaron durante años por los túneles de desvío originales los cuales no presentaron problemas de este tipo.

Se descarta esta hipótesis.

Calidad del soporte

Si el soporte instalado no cumpliera las expectativas del diseño podría verse afectado más rápido de lo previsto, dejando superficies expuestas al agua las cuales podrían afectarse por el flujo generando una pérdida de forma.

Como se trató anteriormente, en base a los antecedentes expuestos en el informe PHI-IFF-LC1-011 preparado por el consorcio interventor (Ref. 16) los hormigones cumplen con lo diseñado por lo que se descarta esta hipótesis.

Diseño defectuoso del soporte

Si el diseño del soporte no fuera adecuado para resistir la erosión este se desgastaría o desprendería dejando al macizo rocoso descubierto permitiendo al flujo actuar directamente contra este propiciando la erosión del macizo rocoso.

Se debe considerar, en primer lugar, que el macizo rocoso se encuentra sellado por shotcrete (concreto lanzado) en hastiales y bóveda, no así en el piso. Esto da mayor seguridad al contorno superior respecto al piso.

Por otro lado, comparando el valor de potencial erosivo crítico (Pc) de las zonas de cizalla existentes en el piso del túnel, se encontró que este es menor al del soporte. Por lo tanto, de existir erosión, esta iniciaría en una zona de cizalla antes que en el soporte.

Otro argumento importante en este caso, es la comparación con los túneles de desvío originales que durante años no presentaron problemas de erosión en el soporte.

Por todo lo anterior, se descarta que la causa raíz física sea la erosión en el soporte ya que esta debió desarrollarse antes a nivel de piso.

4.4 OTRAS OBSERVACIONES QUE CONTRIBUYEN A LA DETERMINACIÓN DE LA CAUSA RAÍZ FÍSICA

4.4.1 Volumen de material colapsado

Los colapsos de túneles en roca son generalmente limitados en volumen. El volumen depende de varios factores, tales como la geometría de la excavación, el tamaño de los bloques de roca y la orientación de los planos de debilidad (por ejemplo, diaclasas, fallas geológicas, entre otros). Además, el volumen del colapso suele ser autolimitante por el efecto de la acumulación de material, ya que la roca aumenta en volumen total cuando se desintegra en pedazos. Esta es una de las razones por las que el material desintegrado en los túneles colapsados no debe ser removido/eliminado de inmediato, ya que la cavidad al llenarse de material, permite que el macizo rocoso se estabilice. Suponiendo un factor de esponjamiento entre 1,3 y 1,5 para el macizo rocoso de gneis, se puede estimar aproximadamente que el volumen máximo



del colapso (m^3 por metro de túnel colapsado) sea como máximo un poco más que dos veces el área de la sección del túnel, ya que el material colapsado también forma pendientes de escombros en el túnel que no presenta falla. Se enfatiza que este efecto limitante solo se desarrolla mientras el material defectuoso no sea removido del túnel.

Teniendo en cuenta lo anterior, para la GAD, se puede estimar que el volumen máximo es un poco más de $350 m^3/m$ de túnel colapsado.

Durante el colapso y el cambio en la geometría de la cavidad, los bloques clave pueden quedar expuestos, lo que detiene la caída de otros bloques potencialmente inestables y limita el volumen del colapso. Sin embargo, considerando el tamaño del túnel de la GAD (o cavidad de colapso) y el tamaño de los bloques en el macizo rocoso, parece improbable que tal mecanismo se haya desarrollado.

Otro efecto limitante del volumen de colapso puede ser la redistribución de la tensión alrededor de la cavidad, lo que conduce a la estabilización de la misma.

Los posibles efectos limitantes mencionados anteriormente no ocurrieron en la GAD, ya que el material de bloques colapsados fue transportado continuamente por el flujo de agua en su interior.

El volumen total mínimo de material desplazado es igual al volumen del hundimiento en la superficie, más el volumen del vástago (o cavidad). El volumen de la boca del cráter de subsidencia se estimó a partir plano topográfico usando CAD. Se asumió una superficie plana sobre el perímetro de la boca del embudo, y un límite horizontal en la transición de la boca al vástago del embudo en la elevación 310 m.s.n.m. Esta estimación arrojó un volumen estimado al menos $120.000 m^3$, considerando que no hay esponjamiento.

Como todo el volumen estimado del cráter de subsidencia se deslizó a través del tronco del embudo, se debe asumir que debajo del suelo/roca de transición había un espacio similar disponible en la roca.

El espacio requerido para acomodar tal volumen no puede explicarse simplemente con una "chimenea" o una "ranura" que se haya desarrollado sobre el techo de la GAD; se requiere una cavidad enorme generada la que no puede generarse de forma abrupta, requiere un proceso que puede tomar tiempo. La cavidad en la roca del tipo blocosa puede no ser de forma regular. Sin embargo, el contorno de la cavidad se podría aproximar con una pirámide truncada de 100 m de altura, que se extiende desde el piso del túnel hasta la base del hundimiento. Requiere un plano basal de 100 m de largo y 30 m de ancho para producir una cavidad con un volumen de $120.000 m^3$ (ver Figura 32).

Estas consideraciones permiten llegar a la conclusión de que el desgaste del piso del túnel, por sí sólo, no explica los fenómenos observados, si no que el túnel debe haberse erosionado lateralmente y en una distancia considerable. Esta extensión lateral fue creando inestabilidad en el techo y las paredes, lo que lleva a un mayor agrandamiento de la cavidad.

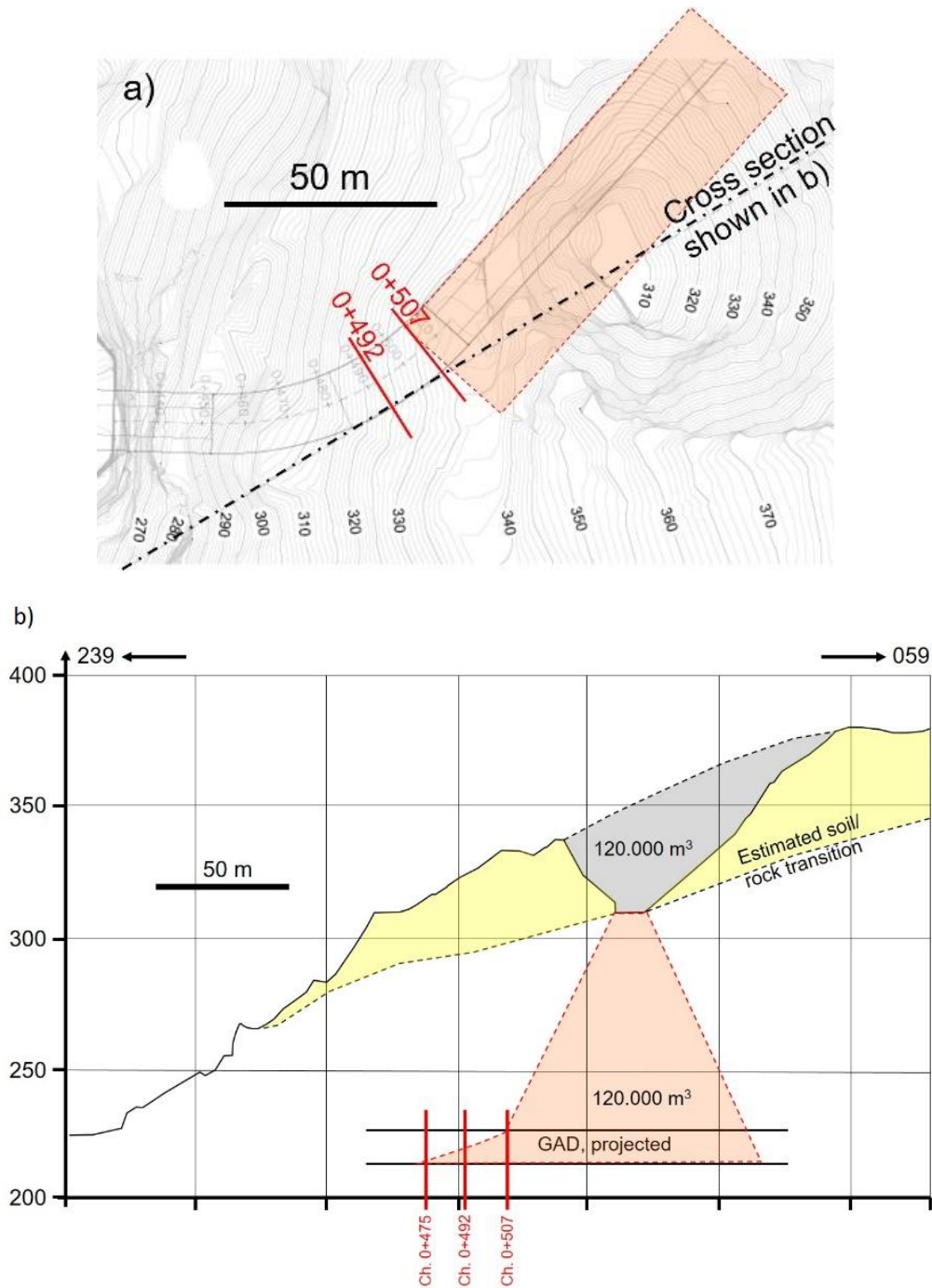




Figura 32 Bosquejo del tamaño de la cavidad requerido para acomodar un volumen de 120.000 m³ de suelo que se deslizó dentro de la cavidad para causar la obstrucción final de GAD. a) Vista en planta. Sombreada es el área horizontal requerida a nivel del túnel. b) Sección transversal tangencial a GAD en la abscisa 0+492 con el tamaño de cavidad requerido indicado.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 52 de 68	

4.4.2 Influencia de la orientación de las discontinuidades en la progresión del colapso

El colapso en un macizo rocoso blocoso se produce como una secuencia y combinación de caída y deslizamiento de bloques individuales, separados de las discontinuidades. De acuerdo con lo determinado en los mapeos geológicos realizados entre las abscisas 0+430 a 0+510, el espaciamiento promedio de las discontinuidades oscila entre 0,16 m y 0,35 m. Además, dado que el RQD (Rock Quality Designation) es siempre menor a 100, es decir separación de estructuras estrecha, se concluye que el macizo rocoso consiste en una unión de bloques.

Además de la caída de bloques desde el techo de la cavidad, los mecanismos de la progresión de un colapso son equivalentes al mecanismo de falla en taludes de roca verticales, es decir deslizamiento plano, deslizamiento sobre dos planos (deslizamiento de cuña) y volcamiento. Estos mecanismos prevalecen en las paredes de una cavidad de colapso en roca.

La viabilidad de la falla depende principalmente de la orientación de las discontinuidades para proporcionar la viabilidad cinemática y de la resistencia al corte de las discontinuidades encontradas.

Como se muestra en el Anexo 7.2.11, los dos principales conjuntos de diaclasas buzanan abruptamente hacia el oeste y hacia el sur, respectivamente. La línea de intersección de estos dos planos tiene orientación 56/223 (Buzamiento/Dirección de buzamiento). Además, existe la foliación sub-horizontal bien pronunciada (23/104).

Al observar el patrón de discontinuidades que prevalece en el macizo rocoso en que se encuentra la GAD (Figura 33), se aprecia el potencial cinemático de

- Plano deslizando a lo largo de J1 (67/274) en las paredes orientadas hacia el oeste de la cavidad.
- Plano deslizando a lo largo de J2 (63/183) en las paredes orientadas hacia el sur de la cavidad.
- Doble plano deslizando a lo largo de J1 y J2 en la dirección de la línea de intersección (56/223) de ambos planos. En este caso, la foliación actúa como un plano de liberación orientado sub-horizontalmente.

Como el deslizamiento plano de los bloques en la pared de la cavidad requiere desalojar los bloques de roca a lo largo de los planos limitantes superior e inferior, y los planos laterales, es mucho más probable que ocurra una falla tipo cuña en dirección 56/223 (ver Figura 33 y Figura 34).

Téngase en cuenta que lo reportado en la documentación geológica es que los dos conjuntos de diaclasas son los conjuntos dominantes tanto a escala del proyecto como en la escala de la GAD (ver Anexo 7.2.11)

Dado que ambos planos y la línea de intersección buzanan abruptamente, se considera que las fuerzas gravitacionales superan la resistencia al corte de la discontinuidad. La progresión del colapso se produciría en dirección opuesta, es decir hacia arriba a la transición roca/suelo, por encima de la cual se podría desarrollar un hundimiento en forma de embudo casi circular en la cubierta del suelo mecánicamente homogénea.

El mecanismo de falla postulado anteriormente se apoya aún más cuando se considera la ubicación del cráter de subsidencia: la extensión de la línea de intersección de ambos planos a través del centro del sumidero corta el nivel del túnel a aproximadamente a 16 m de distancia del túnel en la abscisa 0+490.

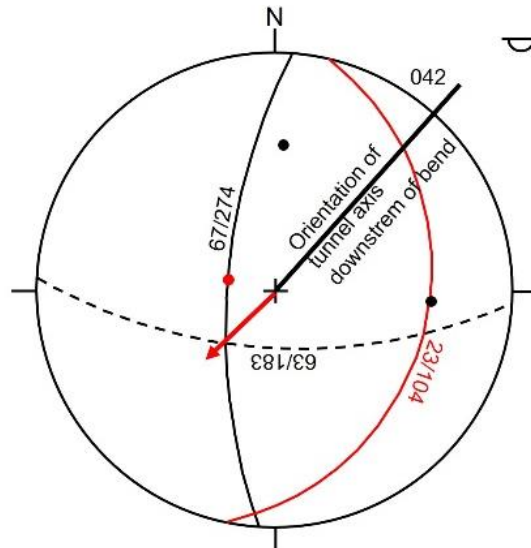


Figura 33 Proyección hemisférica que muestra el mecanismo de falla potencial en las paredes de la cavidad que permite la progresión hacia arriba de la falla: falla de cuña a lo largo de la intersección de los dos conjuntos de diaclasas dominantes J_1 y J_2 identificados en la GAD (y en la escala del proyecto). La dirección de deslizamiento se indica en el dibujo con una flecha roja.

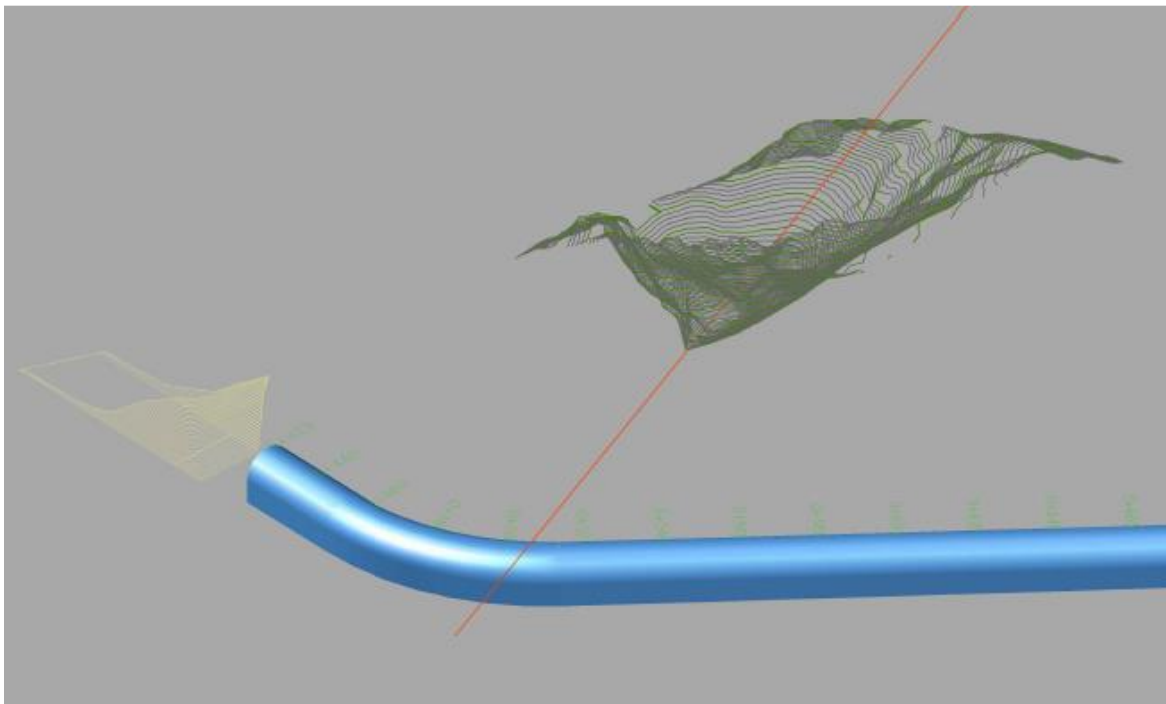


Figura 34 Vista en perspectiva del túnel y el cráter de subsidencia. La línea de intersección de los conjuntos de diaclasas J_1 y J_2 se extienden desde el centro del hundimiento hasta el nivel de piso del túnel. Corta este nivel a una distancia a aproximadamente de 16 m de la pared del túnel en la abscisa 0+490.

4.4.3 Nivel del embalse y su variación

El momento de inicio del colapso no se puede determinar con exactitud, pero se debe haber desarrollado una cavidad al inicio del proceso. El tamaño de esta cavidad debe haber progresado para crear finalmente una cavidad del orden de 120.000 m³.

El nivel de agua del embalse y su variación se considera como un factor importante en el desarrollo de colapsos en las paredes de la cavidad.

Una vez que el túnel fue presurizado (aproximadamente a nivel del embalse 229 m.s.n.m. el 01 Abril según la Ref. 32), el nivel de agua en la cavidad y en los alrededores subió posteriormente a un nivel similar al del embalse, bajando a medida que se reduce el nivel de agua del embalse.

El nivel del embalse aumentó durante un período de 16 días (desde el 01 abril al 16 de abril de 2018) con una fluctuación de 229 m.s.n.m. a más de 261 m.s.n.m. Un máximo de 262,15 m.s.n.m. se alcanzó el 13 de abril de 2018. A esto le siguió una reducción continua desde 261 m.s.n.m. a 235 m.s.n.m. durante un período de 6 días, a partir del 16 de abril hasta el 22 de abril de 2018.

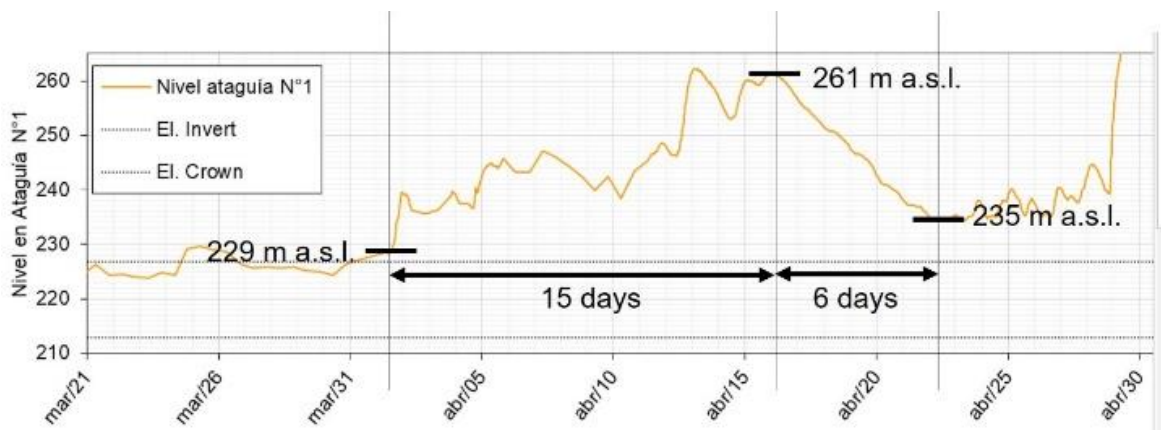


Figura 35 Variación en el nivel del embalse durante las semanas previas al colapso. Un período de aumento lento del nivel del reservorio es seguido por un período de reducción comparativamente rápida.

De estas observaciones se pueden sacar las siguientes conclusiones:

Durante el período de aumento del nivel del embalse, el macizo rocoso alrededor del túnel o, según se consideró más probable, alrededor de una cavidad ya existente se fue saturando gradualmente. La subsiguiente reducción fue rápida en comparación con la infiltración gradual y el drenaje del macizo rocoso por detrás no fue completo, lo que condujo a una acumulación de presión de agua en las estructuras que aumentó la inestabilidad potencial.

Esto puede explicar por qué se produjo el colapso (final) después de la reducción y no durante el momento del nivel más alto de agua.

4.4.4 Observaciones sobre la ubicación aguas arriba de la obstrucción del túnel

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, pero también ayudan a delinear la ubicación potencial donde se inició el colapso.

Los hallazgos relevantes presentados en la Ref. 20 se pueden resumir como se muestra en la Figura 36. El material formó una pendiente, inclinada a 24° desde la abscisa 0+475 hasta la abscisa 0+507. Se estima que el túnel está en buenas condiciones hasta la abscisa 0+507. En la abscisa 0+507 se considera que la cresta de la pendiente alcanza el techo del túnel, por lo que representa relativamente bien la ubicación desde donde ocurrió el colapso en el techo. Como el desgaste del piso generalmente avanza hacia abajo, se puede suponer que el inicio del desgaste fue anterior a esta ubicación, pero esta área está cubierta de escombros y cualquier conclusión sobre esto puede ser especulativa.

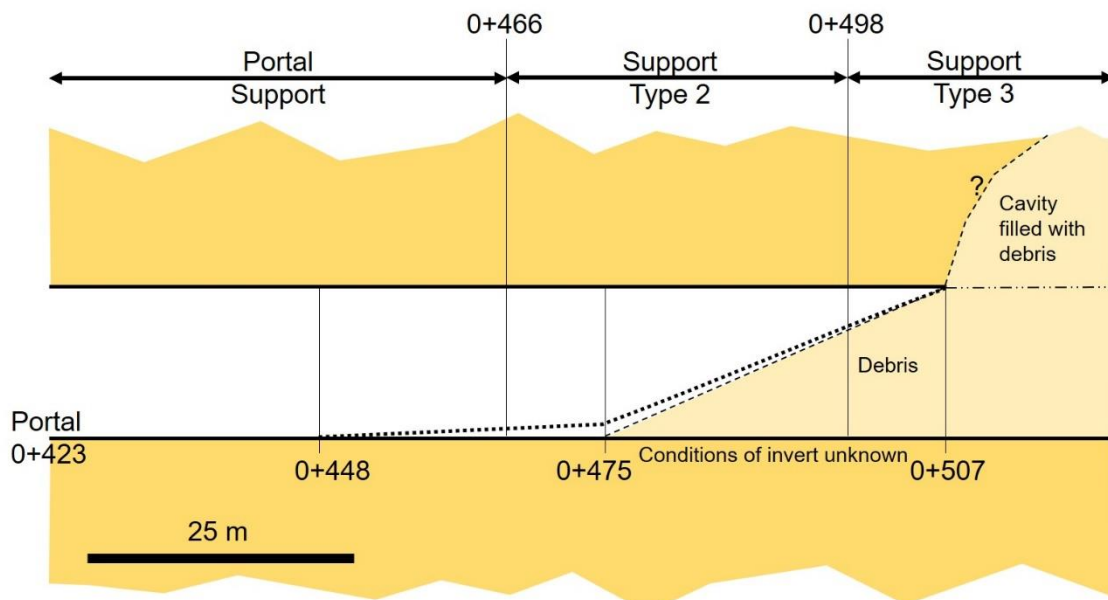


Figura 36 Resultados resumidos de investigaciones sónicas realizadas con un robot submarino el 04 de mayo de 2018. Una pendiente (aproximadamente 24°) desde la abscisa 0+475 a la abscisa 0+507 se ha desarrollado. La línea de puntos muestra esquemáticamente la topografía determinada durante la segunda misión el 10 de mayo de 2018.

4.4.5 Escombros acumulados en la GAD aguas abajo de la falla

Se llevó a cabo una investigación con el método sísmico de reflexión de ondas para determinar la cantidad de escombros en la sección del túnel entre las abscisas 0+800 y 1+150, aproximadamente. Los resultados interpretados presentados en la Figura 37 muestran un perfil altamente ondulado con un margen de error indicado del 20% (líneas punteadas). A partir de este perfil, se puede concluir que el material fue transportado casi continuamente poco antes de la depositación. Las raras ondulaciones afiladas (ver Figura 37b) sugieren que el material incluía algunas rocas más grandes.

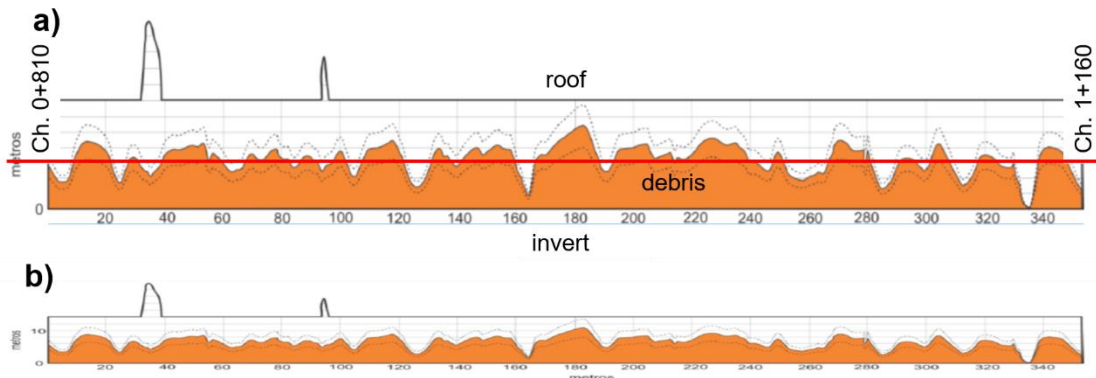


Figura 37 Interpretación de los resultados de la investigación sísmica de reflexión de ondas con respecto a la cantidad de relleno de la GAD para la sección entre las abscisas 0+800 a 1+150, aproximadamente (de la Ref. 33). a) Escala vertical exagerada como en la ref. 24. b) Sin escala vertical exagerada. El área marrón representa los escombros en el túnel. Las líneas de puntos representan el margen de error de $\pm 20\%$ estimado indicado en la Ref. 33. La línea roja es la altura promedio estimada de los desechos en el túnel (= 40% de la altura total del túnel).

Vale la pena mencionar que la altura promedio de los escombros es aproximadamente del 40% de la altura del túnel. Suponiendo un factor de esponjamiento de 1,5 se puede calcular que la cantidad total de “roca sólida” es aproximadamente $50 \text{ m}^3/\text{m}$. La velocidad de flujo media registrada poco antes del evento fue de acuerdo con la Ref. 5 del orden de 8 m/s , lo que sugiere una remoción/transporte de escombros de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ fuera del área de falla.

Esto explica que colapsos menores en la roca con un volumen limitado (por ejemplo, hasta varios miles de m^3) no provocaron la obstrucción del túnel, ya que el material se transportó gradualmente hacia afuera de este. Esto permitió una mayor progresión del colapso.

La distribución bastante continua de escombros a lo largo del tramo de túnel de 350 m investigado sugiere que el transporte de escombros fue continuo y que se detuvo rápidamente.

4.4.6 Forma del cráter de subsidencia y la transición roca-suelo

El cráter de subsidencia tiene una forma casi circular con la forma de un embudo cónico. Las pendientes del cráter están inclinadas a $40^\circ - 45^\circ$ (determinadas a partir de la Ref. 34). Todo el sumidero está ubicado lejos del eje del túnel, con su centro a aproximadamente 20m. al sudeste del eje del túnel en la abscisa. 0+585.

La forma cónica y la inclinación uniforme de la pendiente de la boca del embudo sugieren que esta parte de la falla se encuentra en un material que se comporta mecánicamente como un suelo. El agujero comparativamente pequeño (vástago o tronco del embudo) a continuación se considera que está ubicado en un material que se comporta mecánicamente como una roca, es decir, como un medio discontinuo (Figura 38) .En este tipo de materiales, dentro de los que se encuentra la roca tipo IV o de calidad geotécnica inferior, los colapsos se producen a través de discontinuidades preexistentes, tales como diaclasas bien pronunciadas y / o fallas geológicas.

La transición de la boca al vástago del embudo puede considerarse como el límite entre la clase IV de intemperismo (altamente meteorizada) y la clase V (intemperizada completamente).



Figura 38 Las estructuras geológicas (flechas rojas), orientadas ortogonalmente entre sí, son identificables en la base de la boca del sumidero. Están indicando la transición de la roca al suelo.

4.4.7 Registros sísmicos durante el evento

Las estaciones de medición sísmica en las cercanías del proyecto hidroeléctrico Ituango (Ref. 35) registraron en total tres eventos sísmicos que se asociaron con el colapso de la GAD. Los detalles están listados en Tabla 5.

El evento # 1a no pudo ubicarse exactamente, pero la duración y el tipo de señal sísmica sugieren un "desprendimiento de material". Se entiende que la señal grabada se consideró similar a una señal generalmente asociada con la caída de rocas. La longitud de la señal (Ref. 35, Fig. 1.2) fue mayor que quince segundos. La señal sísmica mostrada sugiere que el evento incluyó al menos dos (posiblemente tres) subeventos que se separaron 15 segundos entre sí.

Tabla 5 Eventos sísmicos que se asociaron con el colapso de la GAD (según la Ref. 35)

#	Fecha	Hora Local	Duración Estimada	Lat. [°]	Long. [°]	Prof. [km]	M _L	Observación
1a	28 abril 2018	20:57:05	>15 segundos	-	-	-	-	Repentina disminución en el nivel de descarga y bloqueo en la GAD
1b	28 abril 2018	20:57:54	Pocos Segundos	7,118	-75,658	2,7	1,1	
29. abril; 19:00, des taponamiento natural de la GAD								
2	30 abril 2018	12:43:09	Pocos Segundos	7,122	-75,663	3,0	1,4	Desarrollo de un cráter de subsidencia

Ubicación del cráter de subsidencia 7.122N, -75.662W

Evidentemente, estos subeventos fueron los precursores del evento # 1b que ocurrió menos de un minuto después. Produjo una señal sísmica muy clara y comparativamente corta y podría ubicarse en la GAD. Se considera que este evento está directamente asociado con la primera obstrucción del túnel.

Después del destaponamiento natural de la GAD en la tarde del 29 de abril, se informó que el evento sísmico # 2 ocurrió a las 12:43:09, lo que coincide con la obstrucción observada de la GAD. Este evento también se caracteriza por una señal aguda y su duración fue corta.

Una disminución en la descarga indicó un bloqueo en el túnel que ocurrió el 28 de abril a las 09:00 pm. Este bloqueo evidentemente falló repentinamente el 29 de abril por la noche

A partir de estos hallazgos se concluye:

- Los eventos # 1a y # 1b pueden describirse mejor por una serie de colapsos (evento # 1a) que produjeron una cantidad significativa de escombros que no pudieron ser transportados hasta que ocurrió un colapso mayor (evento # 1b), que obstruyó el túnel. Como el material del colapso era una roca con bloques con una alta permeabilidad que permitía una percolación considerable, un gradiente de presiones en aumento con el aumento del nivel del reservorio finalmente llevó a la remoción del tapón el 29 de abril a las 19:00. Esto estaba llevando a un "retorno gradual a la descarga normal" de GAD ("recuperación paulatina" Ref. 8).
- La obstrucción final de la GAD fue iniciada por el evento # 2 que también fue producido por un colapso en la roca ya que la señal sísmica es aguda y de corta duración. Este colapso avanzó evidentemente hacia la transición roca/suelo e inició el "flujo" de 120.000 m³ de cobertura de suelo en la cavidad. Se considera que el último movimiento de masas ha durado mucho más que el evento sísmico n°2, ya que lleva tiempo pasar ese volumen a través de un agujero de 12 m de ancho.
- El "flujo" de la cubierta del suelo hacia la cavidad no produjo un evento sísmico..

4.5 SECUENCIA DE FALLA

La causa raíz física más probable es la erosión de una zona de cizalla asociada al sistema de fallas de la quebrada Tenche. A continuación se presenta una serie de esquemas explicando el proceso que llevó al colapso. Estos esquemas son referenciales y no se presentan dimensiones reales por motivos de visualización.

En la Figura 39 se presenta una vista en planta de la zona inicial de la GAD. En esta se puede ver que la galería presenta una curva modificando la dirección del flujo en aproximadamente 45° y se ve la traza aproximada que dejaría una zona de cizalla, probablemente, asociada al sistema de falla de la quebrada Tenche en la GAD.

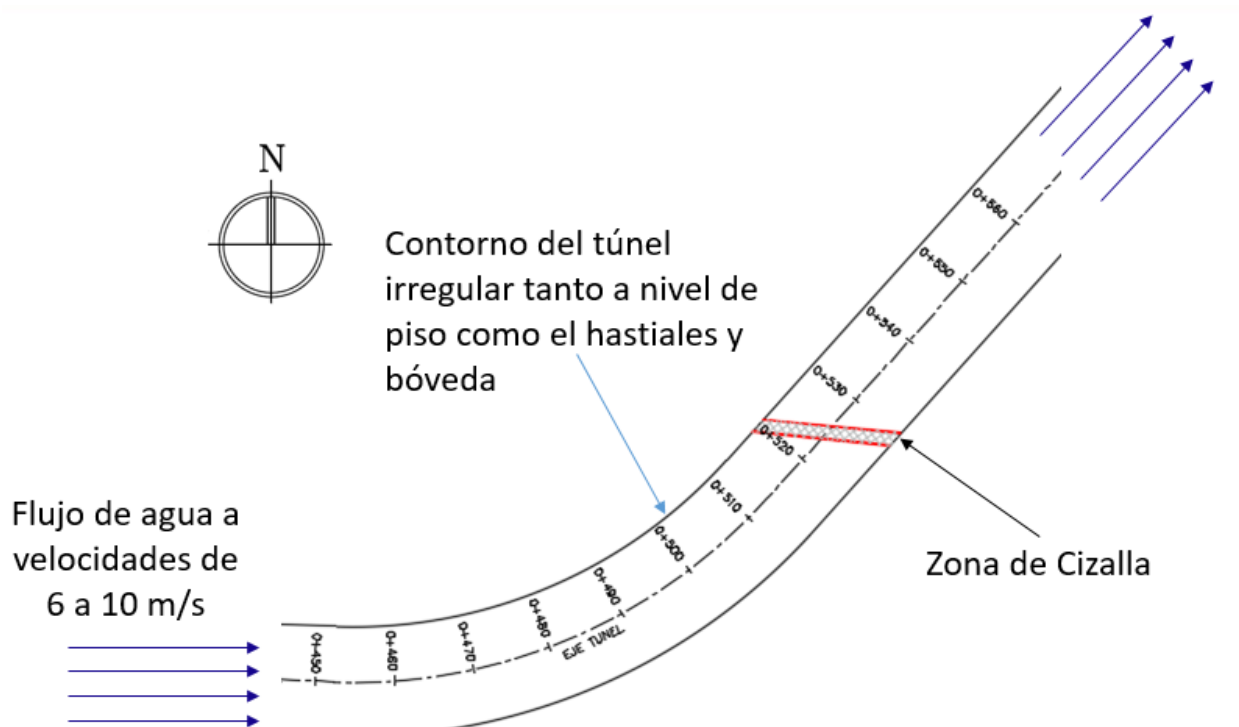


Figura 39 Vista en planta de la zona inicial de la GAD

Las velocidades medias del flujo de agua en la GAD variaron entre 6 m/s a 10 m/s durante la operación de la GAD. Sin embargo en la curva el flujo toma mayor velocidad en la pared externa y menor velocidad en la pared interna generando un mayor potencial de desgaste o daño en la pared externa. Adicionalmente al efecto de la curva se debe considerar que, como se mencionó en el capítulo 4.3.2.1.c.ii, el perfil de terminación de la GAD es irregular generando zonas de mayor desgaste y superficies expuestas localmente.

Una vista longitudinal de la galería se presenta en la Figura 40, en esta se puede ver la proyección de la zona de cizalla y la orientación desfavorable de la foliación característica del macizo rocoso.

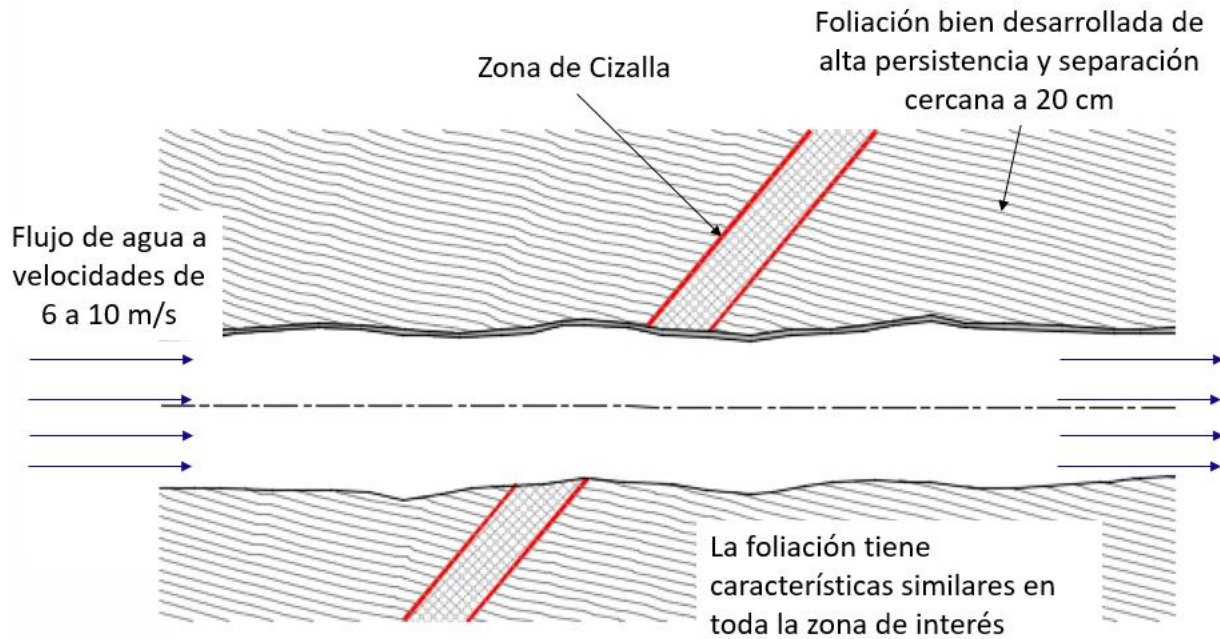


Figura 40 Vista longitudinal de la zona inicial de la GAD

Dado que el relleno de las zonas de cizalla se caracteriza por ser en gran medida, roca fracturada o rellenos blandos, este puede ser erosionado, removido y arrastrado por el flujo. Una vez removido el material de las zonas de cizalla se generan superficies débiles y expuestas al flujo como se presenta en la Figura 41.

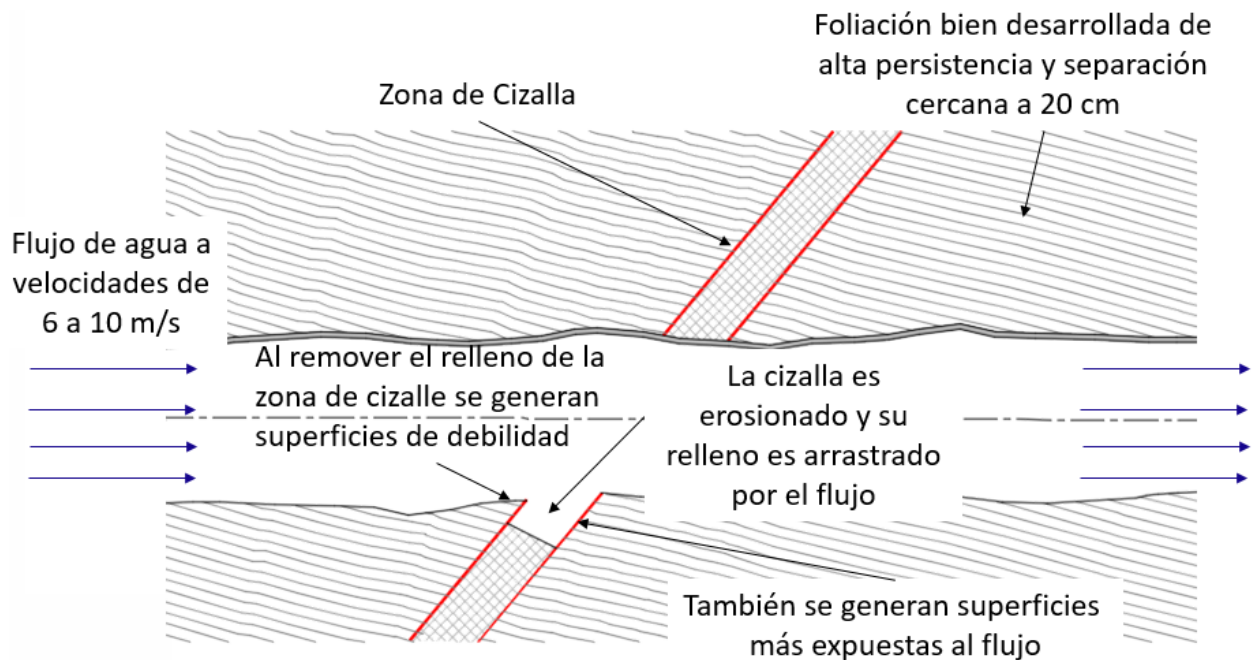


Figura 41 Vista longitudinal de la zona inicial de la GAD presentando erosión en zona de cizalla

Las superficies expuestas al flujo y las superficies débiles pueden desprenderse a través de la foliación y diaclasas existentes en el macizo rocoso generando un crecimiento en dirección a la pared exterior de la curva. Dado que el tamaño medio del macizo rocoso es de 18 dm^3 y dado que la capacidad de arrastre del flujo es mucho mayor el material es arrastrado hacia la salida, generando una nueva superficie expuesta en la zona de cizalla lo que permite que la erosión continúe. Un esquema explicativo se presenta en la Figura 42.

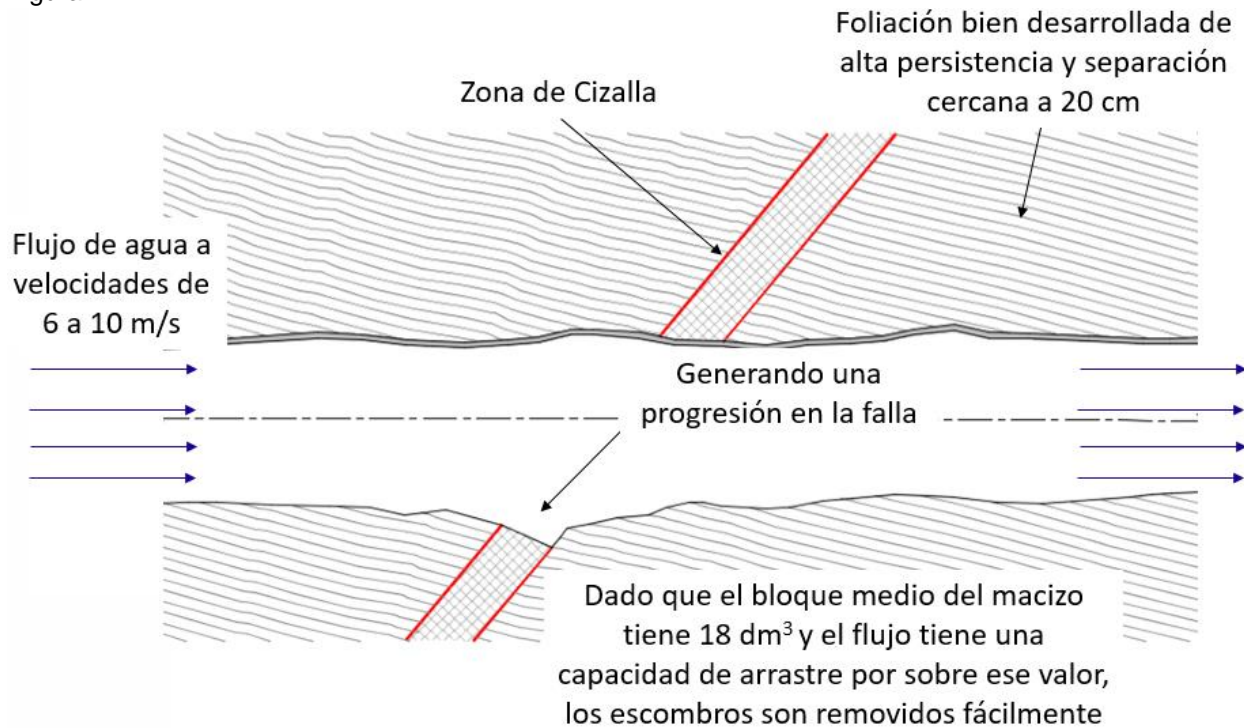


Figura 42 Vista longitudinal de la zona inicial de la GAD con zona erosionada

La orientación de la foliación genera que la cavidad aumente en dirección de la pared exterior del flujo generando una expansión lateral de la cavidad como se presenta en la Figura 43.

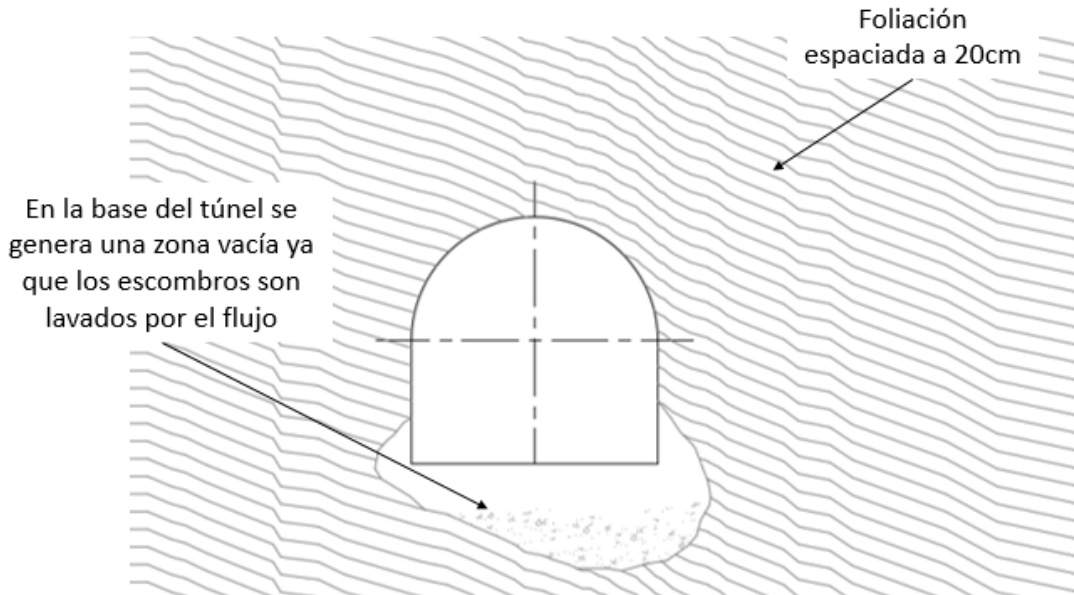


Figura 43 Vista transversal de la GAD con la foliación y cavidad esquemática producida por la erosión.

Una vez que comienza la expansión lateral de la cavidad, dada la baja resistencia a la tracción de los planos de foliación se generan desprendimientos produciendo un aumento en el tamaño de la cavidad el que se ve favorecido por la oscilación de las presiones y disminución de presiones al interior del túnel. Este mecanismo de falla se representa en la Figura 44.

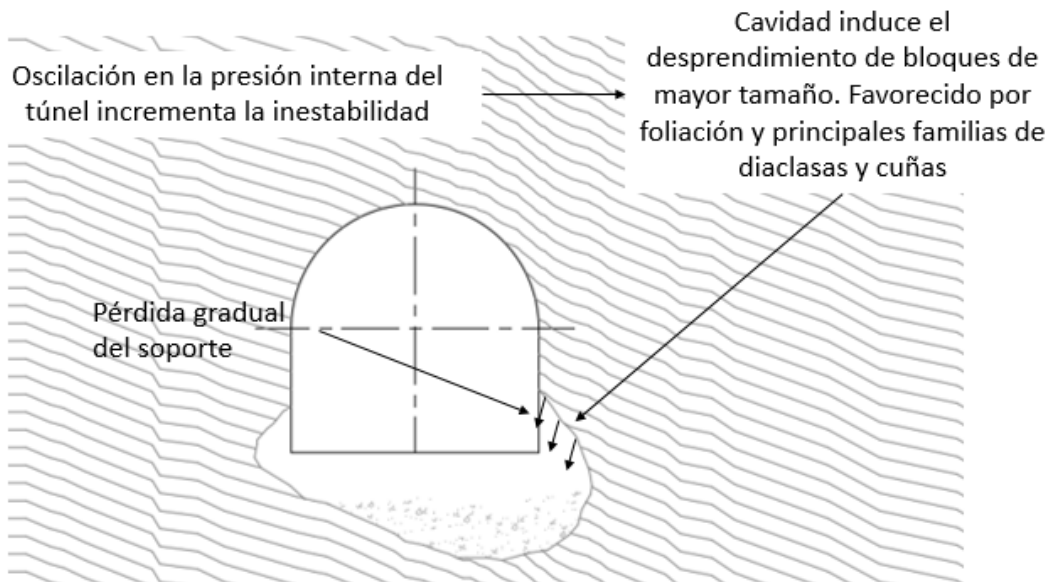


Figura 44 Esquema de propagación lateral de la cavidad.

Una vez se inicia el proceso de expansión lateral de la cavidad el soporte pierde el sustento produciéndose una pérdida gradual de éste. Posteriormente la cavidad continúa su progresión favorecida también por la orientación de las discontinuidades.

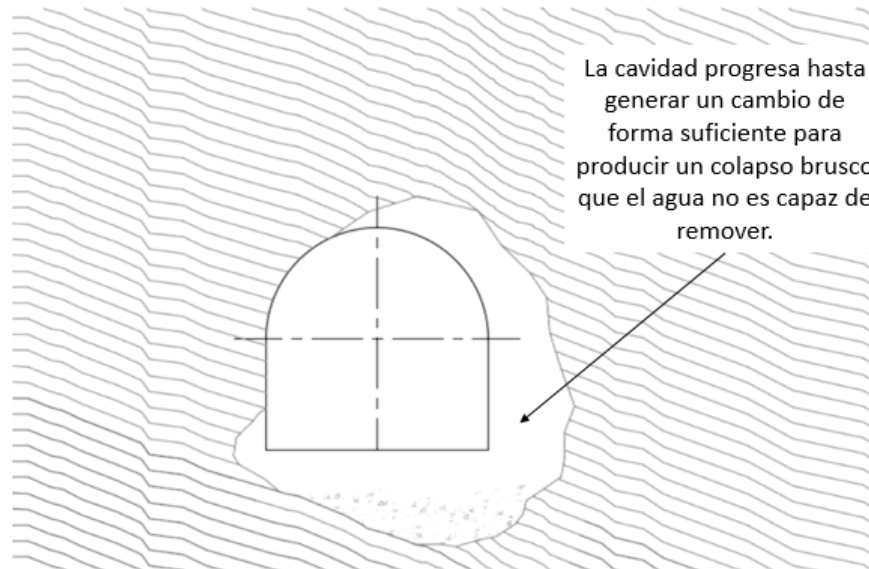


Figura 45 Progresión esquemática de la cavidad

Una vez que la cavidad aumenta hasta superar su tamaño de auto soporte se produce una serie de colapsos violentos que dada la cantidad de material involucrado, el flujo no puede remover, produciéndose un tapón de escombros de roca. Un esquema se presenta en la Figura 46.

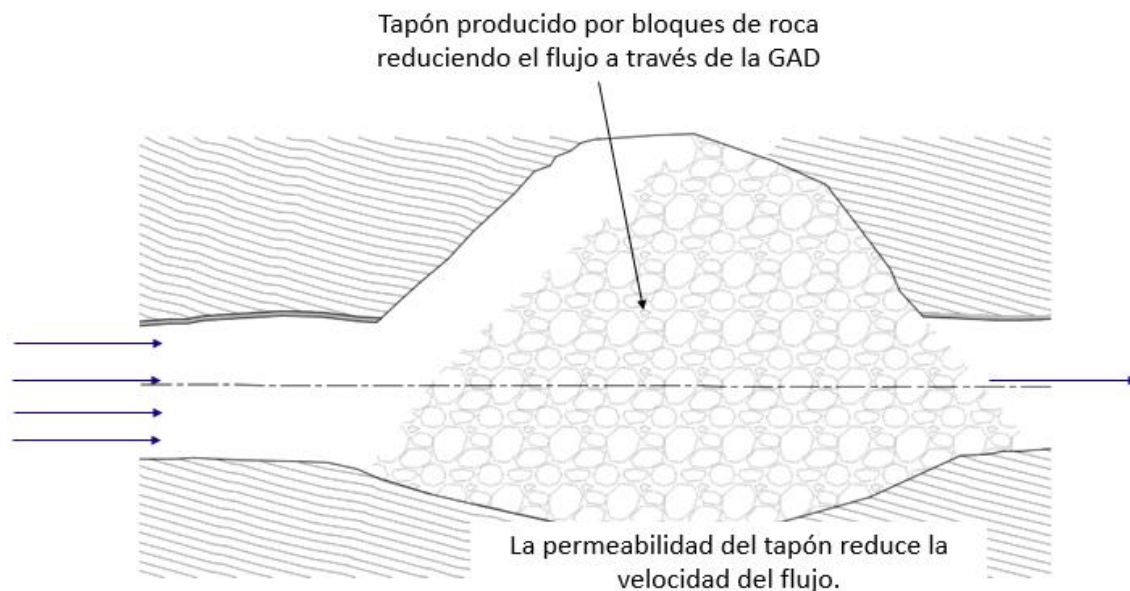


Figura 46 Tapón de escombros de roca.

Al aumentar el nivel en el embalse aumenta también la presión en el tapón generando un flujo a través de este que comienza a remover los bloques más pequeños aguas abajo logrando finalmente una remoción del tapón. Lo que produce que una cavidad aún más grande quede libre generando una inestabilidad aún mayor.

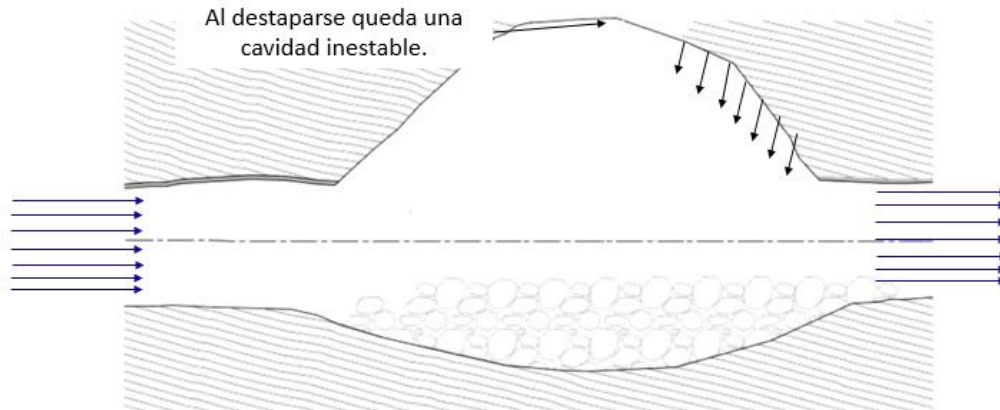


Figura 47 Tapón de roca mayormente removido por el flujo de agua genera una cavidad mayor y aún más inestable.

Esta cavidad produce un desprendimiento aun mayor el cual se conecta finalmente con los horizontes de alteración IIA y IC-IIA, y de dimensiones ya mencionadas.

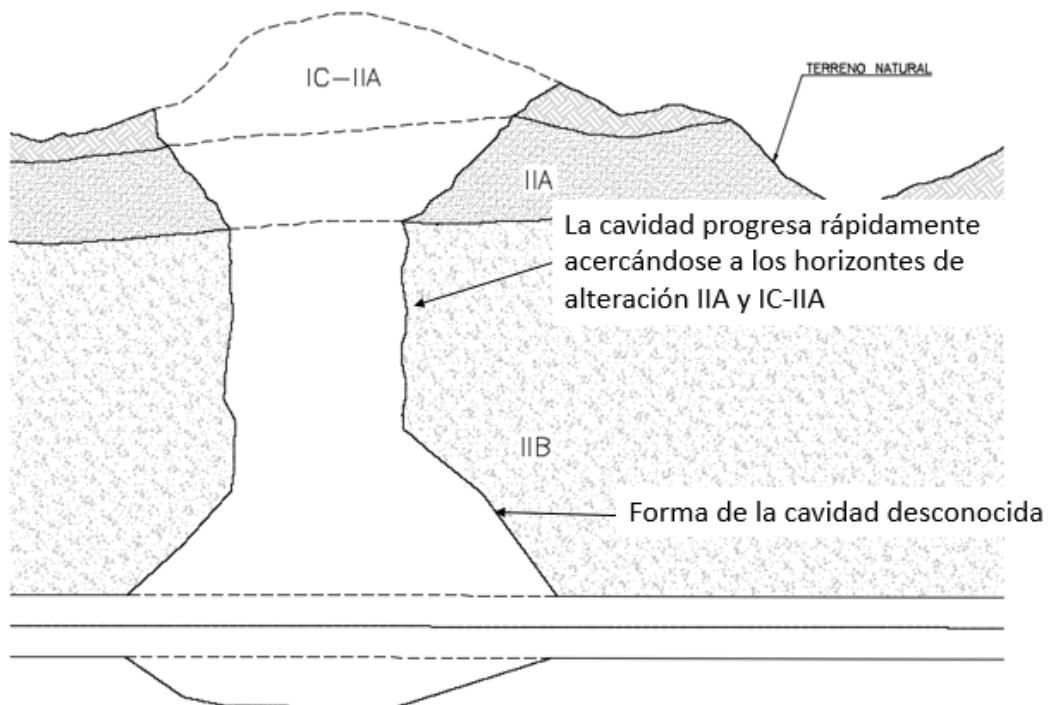




Figura 48 La cavidad se conecta con los horizontes de mayor alteración y se evidencia en superficie

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 65 de 68	

El desprendimiento de material rocoso y de material de mayor alteración genera un tapón de una mezcla de materiales gruesos y finos además de material orgánico de muy baja permeabilidad lo que hace muy difícil su remoción.

5 CONCLUSIONES

El estudio de causa raíz física y el árbol de falla ha incluido 28 posibles causas de la obstrucción de la GAD. De estas se han descartado 19. Las 9 restantes han sido calificadas así: 2 como causa física probable y otras 7 como probables factores contribuyentes. Se debe agregar que ninguna de ellas por sí sola, puede explicar el colapso y taponamiento de la GAD, pero la simultaneidad y combinación de estos factores si explican lo ocurrido.

5.1 Causa Raíz Física probable

La causa física probable que inicia el colapso sería la erosión progresiva de una zona de cizalla a nivel del piso de la GAD, causada por el flujo de agua en el túnel.

La erosión inicial se habría manifestado en la esquina inferior derecha (en dirección del flujo de agua), en el tramo posterior a la curva de la entrada de la GAD, donde la actitud de la foliación, estructuras y diaclasas presentes en el macizo rocoso facilita su progresión lateral, en tanto el material producto de la erosión sea removido por el caudal de agua. En este sector del túnel también se produce la máxima velocidad del agua, lo que implica el mayor potencial erosivo.

El túnel en este sector fue sometido a distintos tipos de regímenes de flujo en un corto periodo de tiempo. Fluctuó entre flujo libre, en transición y presión más de una vez en pocos días. Dicho comportamiento contribuye a un daño acelerado sobre la capacidad estructural del túnel y el macizo circundante.

Posteriormente el túnel entra en presión, la cual también presenta una variabilidad en los días previos al colapso. Estas variaciones en la presión interna también contribuyen a debilitar el macizo en la zona colindante al evento erosivo.

Una vez que la GAD pierde su forma y la conducción hidráulica induce aumentos y oscilaciones de presión en el túnel, el soporte de la GAD pierde su funcionalidad y se acelera la caída de material en la zona colapsada del túnel, produciendo obstrucciones que se manifiestan en disminuciones de caudal, hasta obstrucciones súbitas y momentáneas del flujo. Estas interrupciones producen efectos incontrolables y muy destructivos conocidos como golpe de ariete y "Air Blast". Estos últimos generan un debilitamiento del macizo y soporte remanente.


El colapso alcanza el contacto de la roca con la cobertura meteorizada y suelo, que falla en forma inmediata y abrupta, aportando suficiente material para exceder la capacidad instantánea de arrastre del caudal de agua en el túnel y en suficiente cantidad para taponar la GAD. Este tapón continúa hasta la fecha.

5.2 Factores contribuyentes probables

Además de la Causa Raíz Física probable, se han identificado 6 Factores Contribuyentes probables. Para cada uno se evaluó la evidencia objetiva existente y se hizo un análisis técnico para cuantificar su magnitud e influencia,

Los Factores Contribuyentes son:

FACTORES CONTRIBUYENTES PROBABLES
1. Detección de Singularidades geológicas
2. Elección del soporte del piso
3. Perfil irregular y perturbación por voladura
4. Daño al soporte por flujo pulsante
5. Golpe de ariete
6. Oscilación de subpresiones al interior de la roca
7. Flujo pulsante en la sollicitación hidráulica

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 67 de 68	

6 REFERENCIAS

Ref. 1 Pliego PC-2018-000952

Ref. 2 Presentación HIDROELECTRICA ITUANGO junio 29 de 2018

Ref. 3 CCC (2018): Presentación-Construcción SAD-Contratista. Archivo: Construccion SAD-Contratista.

Ref. 4 INTEGRAL (2018): Presentación. Archivo: SAD -Presentacion-Skava-HidrologiaHidraulica.

Ref. 5 INTEGRAL (2018): Presentación. Archivo: Proyecto_SAD_Contingencia-Asesoria.

Ref. 6 Presentación Construcción SAD – Interventoría.

Ref. 7 EPM (2018): Presentación. Archivo: Foro_concejo_medellin_16 julio_actividades_ambientales.

Ref. 8 INTEGRAL (2018): Análisis de Taponamiento Galería Auxiliar de Desviación. Informe: I-I-2194-05208-01. Archivo: I-I-2194-052018-01-R0_TaponamientoGAD_JDH_LFRV.

Ref. 9 INTEGRAL (2015): Excavaciones - Secciones Típicas. Plano: D-PHI-034-TUN-EXC-010. Archivo: D-PHI-034-TUN-EX-C-010-R1.

Ref. 10 INTEGRAL (2010): Caracterización Geológica y Geotécnica. Informe D-PHI-CCE-ADM-C0082. Archivo: "D-PHI-CCE-ADM C0314 Info caract geolo".

Ref. 11 INTEGRAL: Geología Estructural del Proyecto Hidroeléctrico Ituango. Informe: No presentado. Archivo: Geología Estructural Ituango – Revisado.

Ref. 12 Informe I-2194-022018. Cizallas subestación Margen Derecha.

Ref. 13 INTEGRAL (2014): Comportamiento Geomecánico del Macizo Rocoso durante el Proceso de Excavación de las Obras Subterráneas. Informe D-PHI-CCE-ADM-1-C1924. Archivo: "Comportamiento del Macizo Rocoso".

Ref. 14 INTERVENT (2016): Tipos de Terreno SAD – Sector 2 – Planta. Plano: PHI-ESQ-034-0073. Archivo: PHI-ESQ-034-0073-2 De 6.

Ref. 15 LINEA DE TIEMPO SAD v4.

Ref. 16 INTERVENT (2018): Informe Final de Obras Principales Parte 3 – Sistema Auxiliar de Desviación. Informe: PHI-IFF-LC1-011-R0. Archivo: PHI-IFF-LC1-011-R0.

Ref. 17 INTEGRAL (2018): Memoria de Cálculo Geotécnica. Informe: I-M-2194-034-GYG-01. Archivo: I-M-2194-034-GYG-01-R0.

Ref. 18 INTEGRAL: Registro del Sondaje P-GAD-02. Archivo: P_GAD_02_final.



Ref. 19 INTEGRAL (2015): Perfil por el Eje de la Galería Auxiliar de Desviación. Plano N°: ACAD-perfiles GAD y perforacion-16-03-2016. Archivo: ACAD-perfiles GAD y perforacion-16-03-2016.

Ref. 20 DIVING SERVICE SALVAGE (2018): Servicio de Inspección de Estructuras de Central Hidroeléctrica Ituango, 1ª Parte. Informe: 1804HYD_017_INTEGRAL(CO)-INP-RA. Archivo: 1804HYD_017_INTEGRAL(CO)-INP-RA.

Ref. 21 INTEGRAL (2018): Mapeo Geológico. Plano N°: D-PHI-034-TUN-MG-B-001-014ª.

Ref. 22 INTEGRAL (2016): Registros Geológicos.

Ref. 23 INTEGRAL (2016): Fotos Excavaciones Subterránea, Banqueo.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 68 de 68	

Ref. 24 Palmstrom, A. (2005): Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation.- Tunnels and Underground Space Technology 20 (2005), p. 362-377. Elsevier.

Ref. 25 Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y., Minami, M. (2004): Estimation of rock mass strength and deformation modulus of jointed hard rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41(1), 3–19.

Ref. 26 Pells, S.E. (2016): Assessment and Surveillance of Erosion Risk in Unlined Spillways.- International Symposium, ICOLD, Johannesburg, Sudáfrica, Mayo de 2016, p. 2a-269-278.

Ref. 27 INTERVENT (2016): Planta General y Secciones. Plano: PHI-ESQ-034-0043. Archivo: PHI-ESQ-034-0043 R1.

Ref. 28 Bieniawski, Z. T. (1989): Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering.- Wiley & Sons.

Ref. 29 NGI (2013): Using the Q-System – Rock Mass Classification and Support Design.- Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 2013.

Ref. 30 NGI (2015): Using the Q-System – Rock Mass Classification and Support Design.- Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 2015.

Ref. 31 Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S. (2013): Quantification of the Geological Strength Index Chart.- 47th US Symposium Rock Mechanics/Geomechanics (ARMA), ARMA 13-672, San Francisco, USA.

Ref. 32 INTEGRAL (2018): Memoria de Cálculo Hidráulico. Informe: I-M-2194-034-HID-01. Archivo: I-M-2194-034-HID-02-R0.

Ref. 33 GMAS-GEMI (2018): Adquisición, Procesamiento e Interpretación Sísmica, Proyecto Hidroeléctrico Hidroituango, Presa y Túnel GAD. Archivo: Informe_Sismica_TunelGAD (002).

Ref. 34 INTEGRAL (2018): Modelo 3D. Archivo: AutoCAD 3D Model - CENTRAL UNIFICADO V.15.

Ref. 35 INTEGRAL (2018): Red Sismológica – Reporte de Secesos – Abril 2018. Informe: Informe Sucesos Abril 2018 – PHI. Archivo: Sucesos PHI_Abril.

Ref. 36 Annandale, G.W. (2006): Scour Technology – Mechanics and Engineering Practice.- McGraw-Hill, pp. 430.

Ref. 37 Knauss, J. (1987): Swirling flow problems at intakes.

Ref. 38 Integral (2018): Planos “As Built”.

Ref. 39 Integral (2018): Desviaciones Cauca_Velocidades.xlsx

Ref. 40 Integral (2018): Planos de mapeo geológico y soporte de excavación, Planos D-PHI-034-TUN-MG-B-001A a D-PHI-034-TUN-MG-B-014A.

Ref.41 Foro_concejo_medellin_16 julio_actividades_ambientales



Anexo 7.1

TABLA DE RESUMEN DE EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS

TABLA DE RESUMEN DE EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS

No.	Hipótesis Generadas	Evidencia Entregable /	Argumento y/o comentario resultado de la verificación	Resultado verificación
1	Bloqueo por Material Exógeno	Capítulo 4.3.1		
1.1	Caída de material en la entrada del túnel. (Hipótesis 1)	Capítulo 4.3.1.1	Dado que la capacidad de arrastre de material sólido dentro del túnel de la GAD es mucho mayor a la capacidad de arrastre de material sólido hacia el túnel de la GAD, se descarta la posibilidad de que el túnel se bloquee por entrada de material sólido externo al túnel. Dado que no hubo evidencia de fallas de taludes y los resultados de la inspección de robots submarinos se descarta la posibilidad de que el túnel se haya bloqueado por el deslizamiento de una ladera.	Hipótesis Descartada
1.2	Bloqueo del túnel por material orgánico (Hipótesis 2)	Capítulo 4.3.1.2	Considerando las alturas de agua en el embalse los días previos al colapso y los días posteriores a la empalizada se descarta la posibilidad del ingreso de una cantidad de material importante.	Hipótesis Descartada
2	Colapso del túnel	Capítulo 4.3.2		
2.1	Falla estructural	Capítulo 4.3.2.1		
2.1.1	Etapa de Diseño	Capítulo 4.3.2.1.a)		
2.1.1.1	Diseño de soporte de Bóveda y Paredes (Hipótesis 3)	Capítulo 4.3.2.1.a) i	Se revisa el diseño y se genera una modelación independiente concluyendo que el diseño se considera aceptable para el macizo rocoso y dimensiones del túnel.	Hipótesis Descartada
2.1.1.2	Diseño de soporte de Piso (Hipótesis 4)	Capítulo 4.3.2.1.a) ii	De acuerdo a la clasificación geotécnica, en terreno tipo IV se instala solera de piso. En las zonas con terreno clasificado tipo I, II, III no se considera losa de piso. Sin embargo estos tipos de roca no son erosionables. Por otro lado, en el caso de zonas de debilidad (grietas, cizallas, o fallas), en las ET se indica el tipo de tratamiento.	Hipótesis Descartada
2.1.1.3	Tensiones In-Situ	Capítulo 4.3.2.1.a) iii		
2.1.1.3.1	Falta de Medición (Hipótesis 5)	Capítulo 4.3.2.1.a) iii	En vista de lo presentado por el diseñador se puede ver que se realizó una cantidad de investigación importante respecto al estado de tensiones in-situ en el macizo rocoso, por lo tanto se descarta la hipótesis.	Hipótesis Descartada

No.	Hipótesis Generadas	Evidencia Entregable /	Argumento y/o comentario resultado de la verificación	Resultado verificación
2.1.1.3.2	Interpretación Geológica (Hipótesis 6)	Capítulo 4.3.2.1.a) iii	En vista de la gran cantidad de obras, algunas mucho más sensibles, por ejemplo cavernas y piques se descarta la hipótesis.	Hipótesis Descartada
2.1.1.4	Efectos dependientes del Tiempo	Capítulo 4.3.2.1.a).iv		
2.1.1.4.1	Slaking (Hipótesis 7)	Capítulo 4.3.2.1.a).iv	El macizo rocoso en el cual se emplaza la GAD y el resto de las obras subterráneas del proyecto Ituango está compuesto principalmente de gneis. Los gneis corresponden a una roca ultrametamórfica granular que no contiene minerales propensos a sufrir "Slaking", "Creep" o "Swelling".	Hipótesis Descartada
2.1.1.4.2	Creep (Hipótesis 8)	Capítulo 4.3.2.1.a).iv		
2.1.1.4.3	Swelling (Hipótesis 9)	Capítulo 4.3.2.1.a).iv		
2.1.2	Ingeniería de Obra	Capítulo 4.3.2.1.b)		
2.1.2.1	Evaluación del Macizo Rocosos (Hipótesis 10)	Capítulo 4.3.2.1.b).i	Si bien la selección de los parámetros seleccionados durante el mapeo no puede ser verificada, se considera que los parámetros fueron elegidos de forma consistente, hubo dos actores independientes que realizaron el mapeo y hubo suficiente experiencia acumulada entre los actores para desarrollar la tarea de forma adecuada. Por lo que se considera poco probable que la evaluación del macizo rocoso se haya realizado de forma incorrecta.	Hipótesis Descartada
2.1.2.2	Detección de Singularidades Geológicas (Hipótesis 11)	Capítulo 4.3.2.1.b).ii	El mapeo de la bóveda es del 65% del total, el mapeo del banco se obtuvo de la extrapolación de lo visto en bóveda. Este procedimiento es razonable y se ajusta a las prácticas comunes, cuando no hay información. Con la información del mapeo se hizo la clasificación geotécnica y definición del soporte. El procedimiento de mapeo no evitaría la posibilidad de no detectar singularidades geológicas.	Factor Contribuyente Probable
2.1.2.3	Elección de Soporte de Bóveda y Paredes (Hipótesis 12)	Capítulo 4.3.2.1.b).iii	Comparando los soportes instalados con los mapeos geológicos se puede ver que usualmente se instaló el soporte de forma conservadora, por lo que se descarta esta hipótesis.	Hipótesis Descartada
2.1.2.4	Elección de Soporte de Piso (Hipótesis 13)	Capítulo 4.3.2.1.b).iv	El túnel fue construido en terreno clasificado como terreno Tipo II y Tipo III, por lo que no se requería losa de piso	Factor Contribuyente Probable

No.	Hipótesis Generadas	Evidencia Entregable /	Argumento y/o comentario resultado de la verificación	Resultado verificación
			sistemática, sin embargo se evidencian zonas de debilidad como zonas de debilidad geológica o cizalla de las cuales no existe evidencia que hayan sido tratadas. Por lo que la hipótesis se considera un factor contribuyente probable.	
2.1.3	Etapa de Construcción	Capítulo 4.3.2.1.c)		
2.1.3.1	Calidad del Soporte (Hipótesis 14)	Capítulo 4.3.2.1.c).i	Considerando lo expresado en el informe de la interventoría, donde se presenta la información referente al control de calidad se descarta la hipótesis.	Hipótesis Descartada
2.1.3.2	Perfil Irregular y Perturbación por Voladura (Hipótesis 15)	Capítulo 4.3.2.1.c).ii	Si bien la perturbación del macizo rocoso no puede ser probada, ya que el nivel de perturbación en el macizo rocoso es muy difícil de medir o estimar a posteriori, se aprecia que el perfil de excavación del túnel es altamente irregular lo que generaría problemas de escurrimiento dejando superficies más expuestas al flujo generando puntos de debilidad o de mayor desgaste. Esto aumenta el potencial erosivo del agua, aumentando el riesgo de erosión. Por lo tanto se considera un probable factor contribuyente.	Factor Contribuyente Probable
2.1.4	Sismo (Hipótesis 16)	Capítulo 4.3.2.1.d)	De la interpretación de las mediciones de las estaciones sísmicas se infiere que no hubo sismos que pudieran haber afectado a la GAD.	Hipótesis Descartada
2.1.5	Daño Exógeno al Soporte	Capítulo 4.3.2.1.e)		
2.1.5.1	Oscilaciones de Subpresión en el interior de la Roca (Hipótesis 17)	Capítulo 4.3.2.1.e).i	De los análisis realizados se determinó que las fluctuaciones de nivel en el embalse generaron oscilaciones en las subpresiones al interior de macizo rocoso, generando presiones hacia el interior del túnel, sin embargo se descarta la hipótesis de que este efecto sea capaz de colapsar el soporte. Este factor vuelve a aparecer en el análisis de inestabilidad por pérdida de forma del túnel.	Hipótesis Descartada
2.1.5.2	Flujo Pulsante (Hipótesis 18)	Capítulo 4.3.2.1.e).ii	El túnel operó durante periodos prolongados de tiempo en transición entre flujo libre y flujo en presión esto	Factor Contribuyente Probable

No.	Hipótesis Generadas	Evidencia Entregable /	Argumento y/o comentario resultado de la verificación	Resultado verificación
			genera pulsaciones en flujo. Esta condición es una condición inevitable para este tipo de obras. Someter al túnel a una carga repetitiva, como la de un flujo pulsante, durante un período de tiempo prolongado pudo afectar de alguna forma el soporte.	
2.1.5.3	Velocidad del Flujo de Agua (Hipótesis 19)	Capítulo 4.3.2.1.e).iii	Considerando que las velocidades máximas sobrepasaron los 10 m/s y el poder erosivo alcanza los 4,0 kW/m ² en la pared y 5.2 kW/m ² en la bóveda y tomando en cuenta la temporalidad del funcionamiento de la GAD comparado con los túneles izquierdo y derecho, que operaron en condiciones similares por un tiempo mucho mayor, se descarta la hipótesis de que la causa raíz física sea producto de un daño mayor en el soporte por efecto de la velocidad del agua.	Hipótesis Descartada
2.1.5.4	Daño exógeno al soporte durante la construcción (Hipótesis 20)	Capítulo 4.3.2.1.e).iv	No existe evidencia de daño por tronaduras cercanas o daño por equipos durante la construcción, por lo que se descarta la hipótesis.	Hipótesis Descartada
2.2	Falla por Cambio de Forma	Capítulo 4.3.2.2		
2.2.1	Erosión	Capítulo 4.3.2.2		
2.2.1.1	Solicitación Hidráulica	4.3.2.2.a)		
2.2.1.1.1	Golpe de Ariete (Hipótesis 21)	4.3.2.2.a).i	Tanto al momento del primer taponamiento como al des taponamiento se debió necesariamente haber producido un cierto nivel de perturbación por efecto de un golpe de ariete positivo o negativo, además considerando la gran cantidad de material que cayó sobre el flujo se considera altamente probable que se produzca un fenómeno tipo "Air Blast", por lo que se considera un factor contribuyente probable.	Factor Contribuyente Probable
2.2.1.1.2	Oscilaciones de Subpresión al Interior de la Roca (Hipótesis 22)	4.3.2.2.a).ii	Se determinó la posibilidad de que las diferencias de nivel del embalse generaron presiones de agua hacia el interior del macizo rocoso las que posteriormente se invirtieron generando presiones hacia el interior del túnel, esto pudo contribuir con la erosión como	Factor Contribuyente Probable

No.	Hipótesis Generadas	Evidencia Entregable /	Argumento y/o comentario resultado de la verificación	Resultado verificación
			también aumentar la inestabilidad de los bloques.	
2.2.1.1.3	Flujo Pulsante (Hipótesis 23)	4.3.2.2.a).iii	Condiciones para flujo pulsante al interior de la GAD se desarrollaron en numerosas ocasiones lo que podría generar un aumento en el nivel de erosión o un aceleramiento en la velocidad del colapso de una cavidad deformada.	Factor Contribuyente Probable
2.2.1.1.4	Cavitación (Hipótesis 24)	4.3.2.2.a).iv	Dadas las velocidades y presiones del flujo al interior de la GAD se considera poco probable el desarrollo del fenómeno de cavitación.	Hipótesis descartada
2.2.1.1.5	Potencia Erosiva del Flujo (Hipótesis 25)	4.3.2.2.a).v	Tanto de los análisis numéricos como de los análisis analíticos se determinó una potencia erosiva mayor a la capacidad resistente a la erosión estimada para las zonas de debilidad presentes y expuestas en el piso del sector 2 de la GAD.	Causa Física Probable
2.2.1.2	Resistencia del túnel a la Erosión	4.3.2.2.b)		
2.2.1.2.1	Piso en Zona de Singularidades Geológicas (Hipótesis 26)	4.3.2.2.b).i	Mediante análisis de resistencia a la erosión se determinó que la resistencia a la erosión de las singularidades geológicas como zonas de falla o cizalla puede ser menor a la potencia erosiva del flujo de agua que existió al interior de la GAD.	Causa Física Probable
2.2.1.2.2	Piso en Zonas Geológicas Normales (Hipótesis 27)	4.3.2.2.b).i	Mediante análisis de resistencia a la erosión se determinó que los terrenos Tipo I, II y III tienen resistencia a la erosión mayor a la potencia erosiva desarrollada por el flujo, tanto el macizo Tipo III promedio como el peor caso de terreno Tipo III presentado en la GAD, por lo que se considera poco probable que se desarrolle erosión iniciando en zonas geológicas normales (sin singularidades).	Hipótesis descartada
2.2.1.2.3	Bóveda y Paredes (Hipótesis 28)	4.3.2.2.b).ii	Dado que la bóveda y las paredes estaban cubiertas por elementos de soporte como hormigón proyectado, mallas y pernos se considera poco probable que la erosión comience las zonas de cubiertas antes que la zona expuesta al flujo.	Hipótesis descartada



Anexo 7.2.1

Cálculo de tamaño de partícula arrastrada por el flujo

Tamaño máximo de partícula que puede ser arrastrada por el un flujo a través

Para el cálculo de la partícula máxima arrastrada por el flujo se emplea un método basado en observaciones experimentales que suponen que el movimiento de una partícula se produce cuando las fuerzas que tienden a movilizarla (flotación, arrastre, levante), superan al de la fuerza que tiende a mantenerla en su posición (fuerzas másicas).

De esta forma se define un parámetro de estabilidad, que se compara con un valor crítico de arrastre definido por Shields en función del grado de turbulencia del flujo.

De esta forma la fuerza movilizante del agua queda definida por la tensión tangencial producida por el flujo de agua queda definida por:

$$\zeta_0 = (\rho_{agua} \cdot g \cdot R_h \cdot j)^{0.5}$$

Donde:

ρ_{agua} = *Densidad del agua*

g = *Aceleración de Gravedad*

R_h = *Radio Hidráulico*

$$j = \textit{Pérdida de carga unitaria} = \left(\frac{v \cdot \eta}{R_h^3} \right)^{0.5}$$

v = *velocidad del escurrimiento*

η = *número de Manning*

Mientras que las fuerzas estabilizantes quedan definidos por

$$\zeta_{0crit} = 0,06 * \tan(\phi)$$

Donde ϕ puede suponerse 45° para casos de velocidades de corte altas como es el caso de la GAD. De esta forma, el diámetro de la partícula arrastrada por se puede estimar como:



$$ds = \frac{\zeta_0}{\zeta_{0crit} \cdot \rho_{agua} \cdot g \cdot (s - 1)}$$

Para la GAD considerando la geometría de diseño y una velocidad de 8 m/s se obtiene una capacidad de arrastre de partículas de tamaño máximo de

$$ds = \frac{\zeta_0}{\zeta_{0crit} \cdot \rho_{agua} \cdot g \cdot (s - 1)} = \frac{374}{0.06 \cdot 1000 \cdot 9.8 \cdot 1.65} = 0.39m$$

Por lo tanto puede estimarse que partículas con diámetros inferiores a 39 cm serán removidas por el flujo, mientras que las partículas mayores tenderán a permanecer estables.

De las ecuaciones descritas anteriormente se desprende que el tamaño de la partícula arrastrada crece con la velocidad del fluido.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 5	

Anexo 7.2.2

Evaluación de la posibilidad del bloqueo por material orgánico

Evaluación de la posibilidad del bloqueo por material orgánico

Es indudable que cuando un túnel como la GAD funciona con flujo a superficie libre (como un canal abierto), si no dispone de algún sistema que impida el paso de elementos flotantes, como puede ser una instalación de rejas, queda totalmente expuesto al ingreso de cuerpos flotantes, tales como troncos, ramas y en general material de origen vegetal y otros de bajo peso específico. Este es justamente el caso de la GAD funcionando como canal abierto, situación que según los antecedentes disponibles se ha presentado durante una buena parte del tiempo en que ha estado en operación. En efecto, si se observa la curva de calibración de la GAD (ver Figura 1), para niveles del embalse inferiores a la cota 233 aproximadamente (caudal evacuado de unos 1.000 m³/s), se da la condición de escurrimiento a superficie libre, como canal abierto, o bien, en transición hacia un flujo en presión, lo cual efectivamente debiera haber ocurrido en el período septiembre 2017 – abril 2018.

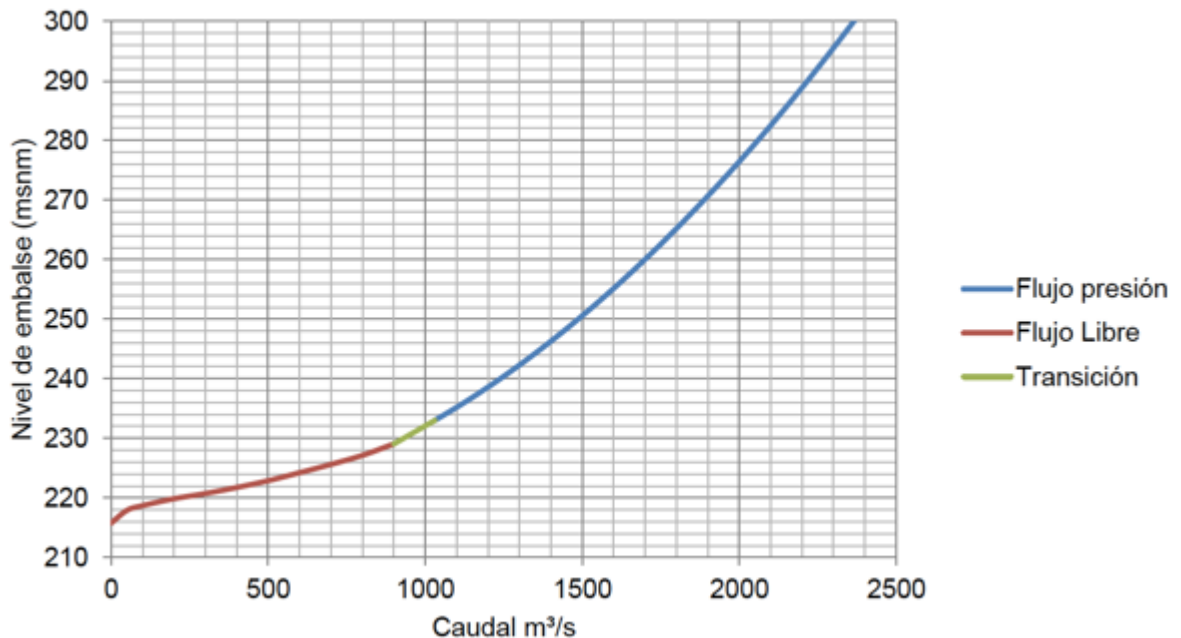


Figura 1 Curva de calibración de la GAD
(Tomada de la Ref. 32)

Por otra parte, la GAD también ha estado funcionando durante bastante tiempo como conducción en presión con niveles de embalse sobre la cota 233, condición susceptible de estar asociada a la ocurrencia de vórtices en su entrada, la cual pudiera haber posibilitado que elementos flotantes fueran succionados por el flujo hacia su interior.

Para determinar si efectivamente se da la condición de ocurrencia de vórtices en una bocatoma sumergida existen diferentes fórmulas, de las cuales las más conocidas son las de Jost Knauss y G.E. Hecker (Ref. 37).

Las expresiones correspondientes a estas fórmulas son las siguientes:

- Knauss:

$$\begin{aligned}
 S/D &= 2F + 0,5 && \text{para } F \geq 0,5 \\
 S/D &= 1,5 && \text{para } F < 0,5
 \end{aligned}$$

- G.E. Hecker:

$$S/D = 1 + 2,3 F$$

Siendo en ambas expresiones:

- S = distancia entre la superficie libre (embalse) y la clave del túnel en su entrada
- D = diámetro o altura del conducto
- F = N° de Froude del escurrimiento $F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$
- v = velocidad del flujo

Calculados los valores de S para diferentes niveles y caudales evacuados en el rango de funcionamiento de la GAD ocurrido entre los meses de septiembre de 2017 y abril de 2018, se obtienen los resultados presentados en Tabla 1.

Tabla 1 Cálculos del nivel máximo en el embalse para existencia de vórtices.

Nivel embalse (m)	Caudal (Q m ³ /s)	Velocidad (m/s)	F	S (m)	Nivel máx. en embalse para existencia de vórtices Knauss (m s.n.m.)	Nivel máx. en embalse para existencia de vórtices Hecker (m s.n.m.)
230	1000	4.37	0.35	24.00	252.8	257.7
234	1050	4.59	0.37	24.00	252.8	258.3
236	1120	4.89	0.39	24.00	252.8	259.2
238	1180	5.15	0.41	24.00	252.8	260.0
240	1210	5.28	0.42	24.00	252.8	260.4
241	1260	5.50	0.44	24.00	252.8	261.0
242	1300	5.68	0.45	24.00	252.8	261.5
243	1315	5.74	0.46	24.00	252.8	261.7
244	1340	5.85	0.47	24.00	252.8	262.0
246	1400	6.11	0.49	24.00	252.8	262.8
248	1430	6.24	0.50	24.00	252.8	263.2
250	1490	6.51	0.52	24.63	253.5	264.0
252	1520	6.64	0.53	24.96	253.8	264.3
254	1580	6.90	0.55	25.63	254.5	265.1
256	1610	7.03	0.56	25.97	254.8	265.5
258	1660	7.25	0.58	26.52	255.4	266.1
260	1700	7.42	0.59	26.97	255.8	266.7
262	1720	7.51	0.60	27.19	256.0	266.9

(*) Nivel max. En embalse equivale a cota clave + S, siendo cota clave = 228,84. Para niveles superiores al calculado no se generan vórtices.

Los niveles en el embalse las semanas previas al colapso se presentan en la Figura 2.

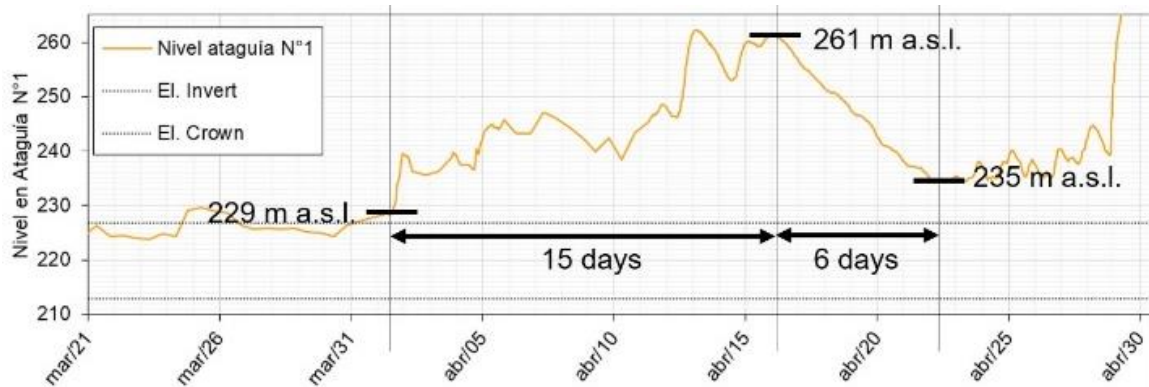
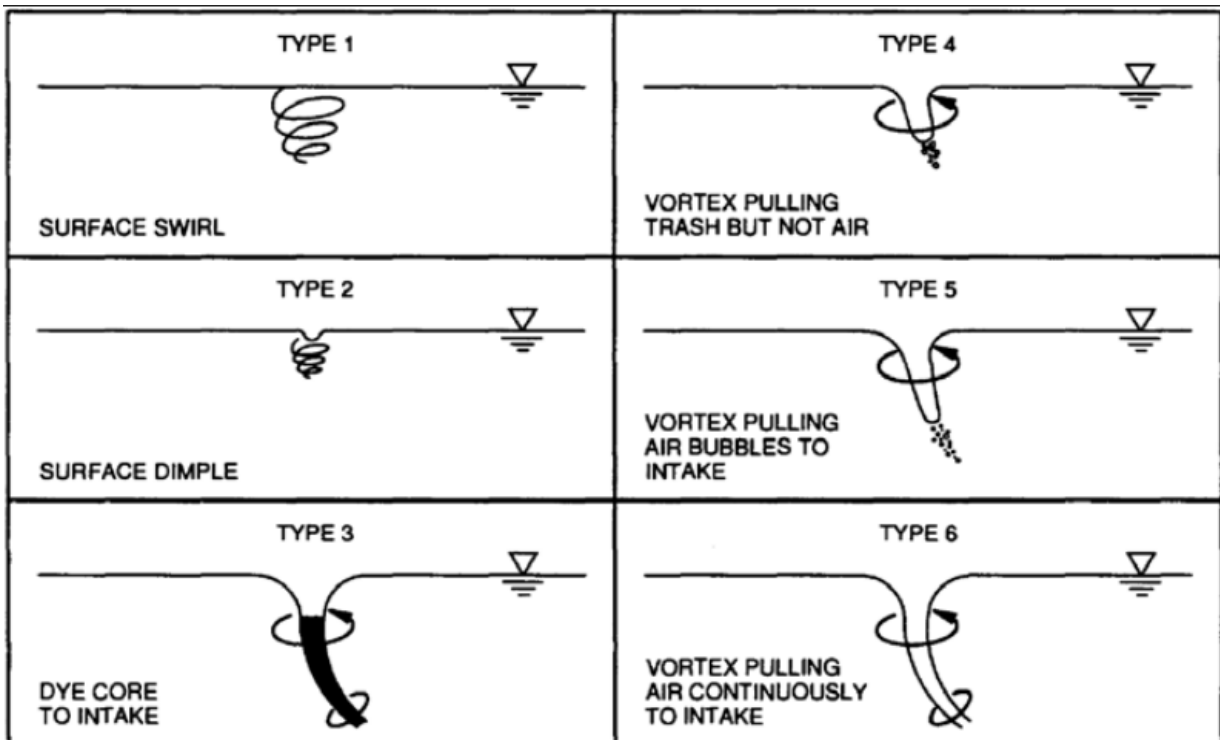




Figura 2 Variación en el nivel del embalse durante las semanas previas al colapso.

Por lo tanto, considerando los niveles presentados en el embalse presentados en la Figura 2 y resultados presentados en la Tabla 1, y que las empalizadas se registran a partir del día 5 de abril (cuando se presentaban nieles de acuerdo a lo expresado en la Ref. 41 (Presentación al consejo público de Medellín del 16 de julio) es posible que existieran vórtices durante las fechas en que se presentó la empalizada. Sin embargo, dado que a medida que aumenta la profundidad a la que se encuentra el ingreso de agua la intensidad del vórtice disminuye, (Figura 3). En este caso dadas las dimensiones de la GAD sólo se considera que los vórtices Tipo 6 son capaces de arrastrar la cantidad de materia orgánica necesaria para producir un taponamiento parcial o total en la GAD.





**Figura 3 Tipos de vórtices
(Tomada de Ref. 37)**

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio de Causa Raíz Física	Versión 0	Página 5 de 5	

Por otro lado se debe considerar que la presencia de elementos flotantes en la superficie del embalse genera un efecto limitativo de la formación de vórtices, por efecto de la trabazón mecánica entre estos y que en el registro fotográfico del evento no se aprecian vórtices de cono abierto. Por lo que se puede suponer razonablemente que no hubo vórtices capaces de arrastrar una cantidad importante de material suficiente como para influir en el comportamiento hidráulico de la GAD.

Por otro lado se debe considerar que un bloqueo por materia orgánica no difiere de un cierre de compuertas, evento para el cual estaba diseñado, por lo que no se explicaría un colapso del túnel por este efecto.

Por lo tanto, si bien existe la posibilidad de formación de vórtices, dada la cantidad de material necesario para generar un bloqueo en la GAD y que no se evidencia la formación de vórtices de alta intensidad, se desestima la posibilidad de un bloqueo por material orgánico. Por lo tanto se descarta la hipótesis.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 15	

Anexo 7.2.3

Revisión diseño geológico geotécnico de la GAD

Revisión diseño geológico geotécnico de la GAD

Para el Diseño de la GAD Integral, de acuerdo a lo presentado en la Ref. 17, y de acuerdo al estado del arte existente a la fecha, realizó un diseño preliminar empleando el índice Q (Ref. 29) en su versión más reciente al momento del diseño, éste corresponde a un método empírico basado en la experiencia de una importante base de datos de excavaciones subterráneas, que se ha empleado desde 1974 y se ha ido actualizando en función del aumento en el conocimiento y desarrollo de la técnica, nuevos métodos y filosofías de soporte.

Para el diseño del soporte mediante este método se emplean dos parámetros, la extensión de la excavación y un parámetro de razón de soporte de la excavación (ESR). Este parámetro es seleccionado normalmente por el diseñador en conjunto con el mandante en función del juicio experto, la temporalidad y la importancia de la obra. Si bien este parámetro debe ser empleado usando el juicio experto la Ref. 29 entrega algunos lineamientos para seleccionar este parámetro. En la Figura 1 se presentan los lineamientos provistos para el NGI para la selección del parámetro ESR. Es importante recalcar que estos valores corresponden sólo a lineamientos y que el diseñador debe seleccionarlos en base a un buen juicio.

Para el diseño de la GAD, el diseñador, Integral, empleó un valor de ESR de 1.3, el cual se considera razonable y de acuerdo a los lineamientos presentados en la ya que si bien la GAD consiste en una obra de vital importancia para el proyecto, tenía un período de operación programado de máximo 1 año y un periodo de operación sin respaldo estimado de 3 meses.

7 Type of excavation		ESR
A	Temporary mine openings, etc.	ca. 3-5
B	Vertical shafts*: i) circular sections ii) rectangular/square section * Dependant of purpose. May be lower than given values.	ca. 2.5 ca. 2.0
C	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks) water supply tunnels, pilot tunnels, drifts and headings for large openings.	1.6
D	Minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, sewage tunnels, etc.	1.3
E	Power houses, storage rooms, water treatment plants, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections, etc.	1.0
F	Underground nuclear power stations, railways stations, sports and public facilities, factories, etc.	0.8
G	Very important caverns and underground openings with a long lifetime, ≈ 100 years, or without access for maintenance.	0.5

Figura 1 Lineamientos entregados por el NGI para la selección del ESR (Tomado de. Ref 29)

Utilizando la extensión del túnel y el parámetro ESR discutido anteriormente Integral seleccionó 4 tipos de soporte para los rangos de Q presentados en la Figura 2 y en la Tabla 1. La cantidad de

tipos de soportes diseñados para un túnel depende en gran medida del estilo del diseñador, para el diseño de la GAD se emplearon 4 tipos de soporte diferente al igual que en los túneles anteriores lo que se considera correcto.

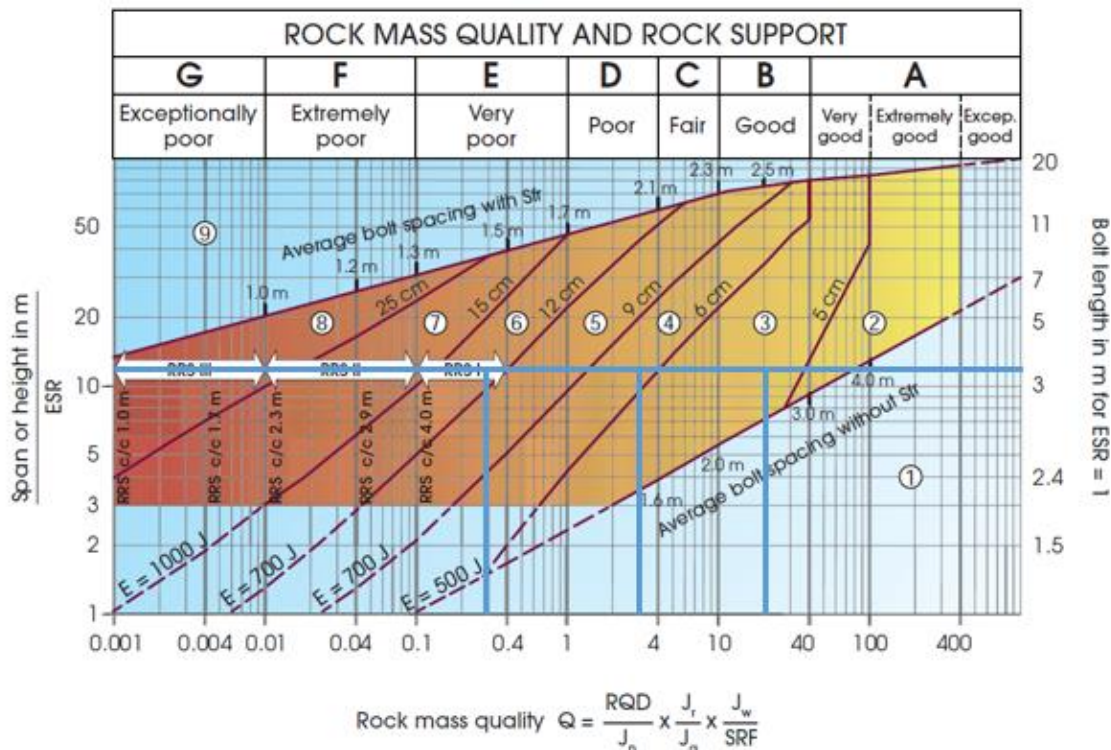


Figura 2 Selección de tipos de soporte mediante métodos empíricos en la GAD.

Tabla 1 Clasificación del macizo rocoso (tomada del plano D-PHI-034-TUN-EX-C-010)

Tipo de terrero	Q (GSI)	Guía para la identificación del macizo rocoso
I	>20 (> 70)	Roca sana, masiva, dura donde se puede avanzar sin soporte en el frente. Las discontinuidades pueden ser desde planas rugosas hasta onduladas rugosas. Las paredes de las discontinuidades carecen de relleno y pueden presentar pátinas. La excavación puede estar seca, presentar pequeños flujo de menos de 5 l/min o infiltraciones altas a través de fracturas que no afectan la estabilidad de la excavación.
II	3 - 20 (54 - 70)	Excavación en roca fracturada y muy fracturada, corresponde a un macizo rocoso masivo e inalterado o parcialmente alterado. Se pueden presentar varias familias de diaclasas. Las discontinuidades pueden ser desde planas rugosas a onduladas lisas. Las paredes de las discontinuidades carecen en su gran mayoría de relleno y pueden presentar pátinas localizadas. La excavación puede presentar un flujo medio o a presión sin que se presenten desprendimientos que afecten la estabilidad de la excavación.
III	0,3 - 3 (33-54)	Roca fracturada alterada y desintegrada corresponde a un macizo plegado con bloques angulares y algunos redondeados, formados por la intersección de estructuras. Debe tener un techo de roca entre dos y cinco diámetro. Las discontinuidades pueden ser desde onduladas lisas hasta planas rugosas. Las paredes de las discontinuidades están ligeramente alteradas y se pueden presentar rellenos arenosos o roca desintegrada. La excavación puede presentar un flujo medio o a presión que genere desprendimientos.
IV	<0,3 (<33)	Excavación en suelo y/o roca foliada o cizallada macizo con planos débiles (cizalla o esquistosidad) poco espaciados entre si y que no define bloques. Puede presentarse bloques de roca de tamaño variable en el rango de centímetros a decímetros con rellenos de suelo de espesor similar, la excavación presenta un flujo alto o a presión. La excavación debe realizarse en etapas y con cruces cortos para no comprometer su estabilidad.

Es importante notar que el método Q corresponde a un método empírico y que se emplea para realizar diseños en etapas tempranas de ingeniería, los que posteriormente deben ser ratificados o rectificadas mediante análisis más detallados. En este caso el método se considera aplicado correctamente.

Posteriormente Integral realizó análisis mediante métodos analíticos conocidos como curvas de confinamiento-convergencia. Este método es un método analítico muy usado en la práctica pero no considera elementos fundamentales como por ejemplo cambios en la forma de la sección, variaciones por avance de la excavación, excavación por etapas, etc. Mediante éste método se determinó la posición óptima para la instalación del soporte y se estimaron deformaciones máximas.

Dadas las limitantes del método mencionadas, Integral posteriormente realizó una verificación del diseño mediante métodos numéricos, realizando modelos de elementos finitos mediante el software Phase 2 de Rocscience®, herramienta comúnmente utilizada para realizar este tipo de análisis. Dado que el detalle entregado en el documento relacionado a las consideraciones de diseño, procedimiento de modelación, etc. no presenta algunos supuestos que permitirían emitir un juicio acerca de los valores obtenidos se procederá a realizar una revisión independiente del diseño.

Las propiedades de roca intacta empleadas para el diseño se presentan en la Tabla 2, estos valores consisten en propiedades de roca intacta obtenidos mediante ensayos de laboratorio en etapas tempranas del proyecto. Si bien no se reportan ensayos de laboratorio específicos para el emplazamiento de la GAD, dada la geología del proyecto, se considera razonable el empleo de propiedades obtenidas de ensayos realizados en otros sitios del proyecto.

Tabla 2 Propiedades de Roca Intacta según lo indicado en la Ref. 17.

Propiedad	Valor
Peso unitario de la roca (kN/m ³)	26-27
Resistencia a la compresión inconfínada (MPa)	90±16
Módulo de elasticidad de la roca intacta (GPa)	15-20
Módulo de Poisson	0,3

Dadas las características del diseño las propiedades de roca intacta deben ser escaladas para que sean representativas de las propiedades del macizo rocoso, un esquema explicativo acerca del escalamiento de propiedades se presenta en la Figura 3.

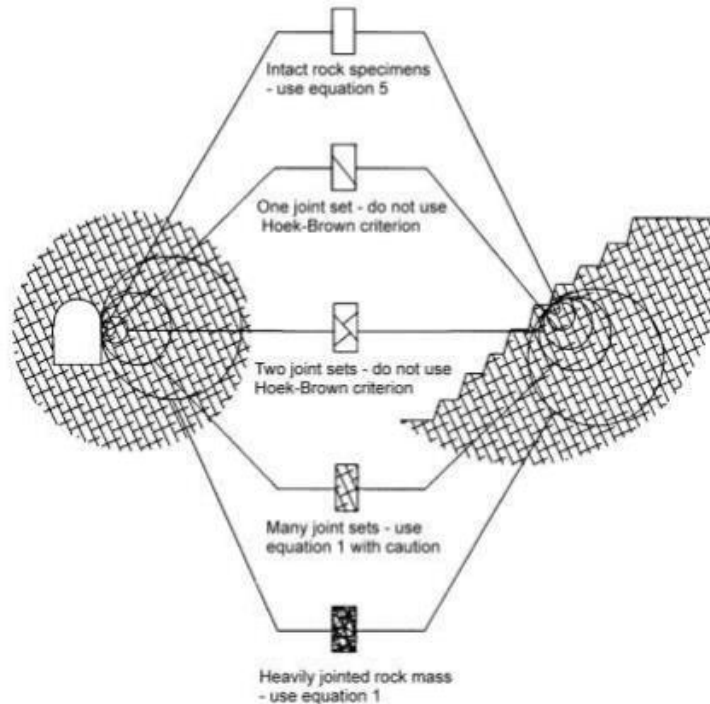


Figura 3 Esquema idealizado del comportamiento de un macizo rocoso en función de la escala.

De acuerdo a lo presentado en la Ref. 17, y de acuerdo al estado del arte, para definir el límite elástico y realizar el escalamiento de propiedades de roca intacta a resistencia de macizo rocoso se emplea la envolvente de falla generalizada de Hoek-Brown (Hoek et al, 2002). Esta envolvente se define como:

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

Donde:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right)$$

Donde:

σ_{ci} : Resistencia a compresión simple de la roca intacta

m_i : Constante del material

GSI : Índice de resistencia geológica

D : Parámetro de perturbación del macizo rocoso por tronadura y desconfinamiento.

Para esto, los parametros de resistencia de roca intacta empleados fueron los presentados en la Tabla 11 del mismo reporte mencionado anteriormente.

Además, si bien no se presenta en la tabla mencionada, en las conclusiones de la Figura 22 de dicho informe (presentada a continuación) se establece un $m_i = 28 \pm 3$ este valor se encuentra dentro del rango establecido en la bibliografía como por ejemplo se presenta la Tabla 3.

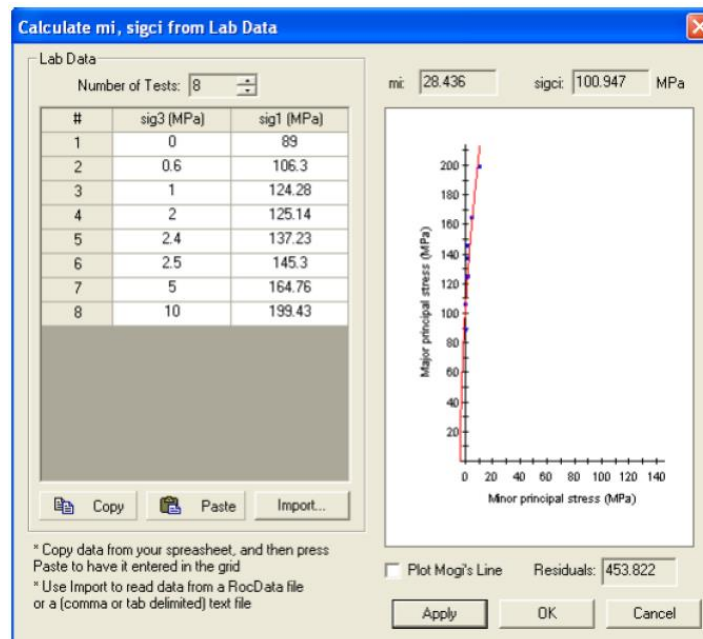


Figura 4 Envoltente de falla para la determinación del m_i del criterio de Hoek & Brown
(Tomado Figura 22 de Ref. 17)

El valor de m_i determinado mediante ensayos de laboratorio es razonable y se encuentra dentro de los rangos presentados en la bibliografía, ver Tabla 3.

Tabla 3 Rango de m_i de acuerdo con el tipo de roca (Tomado de Read & Stacey, 2009, Guidelines for Large Open Pit Design)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse (> 2 mm)	Medium (0.6–2 mm)	Fine (0.2–0.6 mm)	Very fine (< 0.2 mm)
SEDIMENTARY	Clastic		← Conglomerates® (see Notes) →	← Sandstones® (15 ± 7) →	← Siltstones® (7 ± 2) →	
			← Breccias® (see Notes) →		← Greywackes® (16 ± 5) →	← Claystones® (4 ± 2) →
					← Shales® (6 ± 2) →	
					← Marls® (7 ± 2) →	
	Non-clastic	Carbonates		← Crystalline limestone® (12 ± 3) →	← Micritic limestone® (9 ± 2) →	
				← Spartic limestone® (10 ± 2) →		
				← Dolomites® (9 ± 3) →		
		Evaporites		← Gypsum® (8 ± 2) →	← Anhydrite® (12 ± 2) →	
		Organic			← Chalk® (7 ± 2) →	
METAMORPHIC	Non-foliated		← Marble® (9 ± 3) →			
			← Hornfels® (10 ± 4) →	← Quartzites® (20 ± 3) →		
			← Meta-sandstones® (19 ± 3) →			
	Lightly foliated		← Gneisses® (28 ± 5) →			
			← Amphibolites® (26 ± 6) →			
			← Migmatites® (29 ± 3) →			
	Foliated			← Phyllites® (7 ± 3) →	← Slates® (7 ± 4) →	
				← Schists® (12 ± 3) →		
IGNEOUS	Intrusive	Light	← Granites® (32 ± 3) →	← Diorites® (25 ± 5) →		
				← Granodiorites® (29 ± 3) →		
		Dark	← Norites® (20 ± 5) →	← Gabbros® (27 ± 3) →		
					← Dolerites® (16 ± 5) →	
	Hypabyssal		← Peridotites® (25 ± 5) →	← Diabases® (15 ± 5) →		
			← Porphyries® (20 ± 5) →			
	Volcanics	Lavas	← Rhyolites® (25 ± 5) →	← Basalts® (25 ± 5) →	← Obsidians® (10 ± 3) →	
					← Andesites® (25 ± 5) →	
		Pyroclastics	← Agglomerates® (19 ± 3) →	← Tuffs® (13 ± 5) →		
			← Breccias® (19 ± 5) →			

Posteriormente el escalamiento de propiedades se realizó considerando los parámetros GSI y D indicadas en la Tabla 4.

Tabla 4 Parámetros de diseño de macizo rocoso según clase de soporte (tomado de Tabla 12 de Ref. 17)

Tipo de terreno	Q	GSI	m_b	s	a	Em [GPa]	D
I	>25	>70	8,002	0,0204	0,5020	12,63	0,7
II	3-25	55-70	5,613	0,0067	0,5040	8,17	0,4
III	0,1 – 3	30-55	3,19	0,00127	0,5114	3,19	0,1
IV	< 0,1	<30	1,63	0,00041	0,5223	1,63	0

Utilizando las ecuaciones y parámetros presentados anteriormente y el software Roclab de Rocscience® se obtienen los valores de resistencia de macizo rocoso presentado en la Tabla 5.

Tabla 5 Parámetros de diseño de macizo rocoso recalculados.

Tipo de terreno	Q	GSI	mb	s	a	Em	D
II	3-25	55-70 (62.5)	7.337	0.01555	0.502	11531.5	0
II	3-25	55-70 (62.5)	5.29	0.0082	0.502	7137.9	0.4
III	0.1-3	30-55 (42.5)	3.592	0.0017	0.510	3785.12	0
III	0.1-3	30-55 (42.5)	3.224	0.0013	0.510	3267.8	0.1

Si bien los valores obtenidos en esta revisión no son exactamente los mismos obtenidos por el diseñador los órdenes de magnitud son concordantes por lo que se entiende que el escalamiento de propiedades se desarrolló de una manera correcta.

Para las propiedades residuales del macizo rocoso se emplea un GSI reducido según la ecuación propuesta por Cai, Kaiser, et al. (2007):

$$GSIr = GSI \cdot e^{(-0.0134 \cdot GSI)}$$

De acuerdo a esto, las propiedades se obtienen los siguientes parámetros para el modelo de comparación del diseño se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6 Parámetros empleados para la modelación.

	Tipo II		Tipo III	
	Peak	Residual	Peak	Residual
σ_{ci} (MPa)	90	90	90	90
m_i	28	28	28	28
D	0	0	0	0
GSI	62	27	44	24
m_b	7.207	2.065	3.789	1.855
s	0.014666	0.0003002	0.0019848	0.0002151
a	0.5025	0.5273	0.5087	0.5334

Para el desarrollo de estos modelos se emplea el Software RS2 de Rocscience®, dado que este software traba en 2 dimensiones, para simular el efecto que el avance del avance del túnel tiene en las deformaciones en el túnel, lo que esquemáticamente se presenta en la Figura 5, se emplea el concepto de relajación, que básicamente consiste permitir la deformación del macizo rocoso antes de la instalación del soporte.

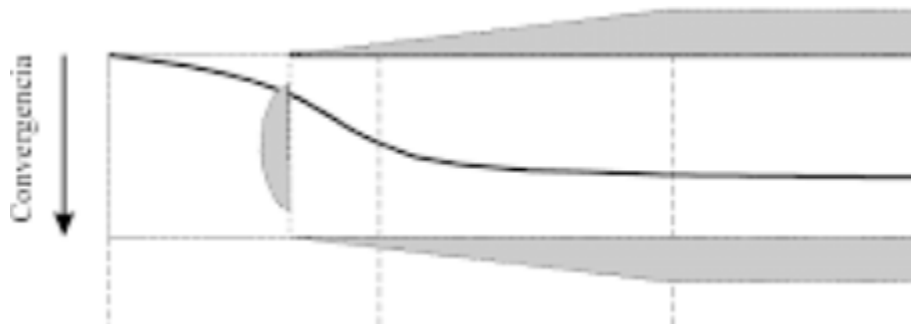
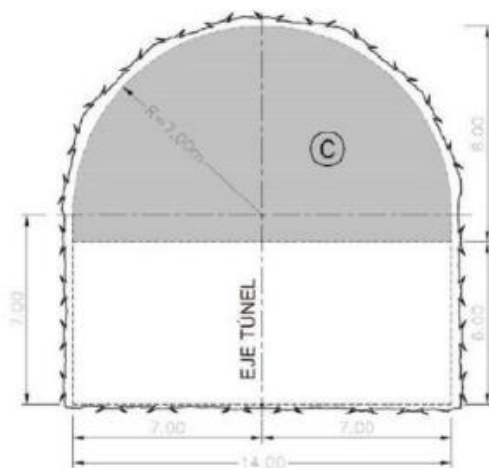
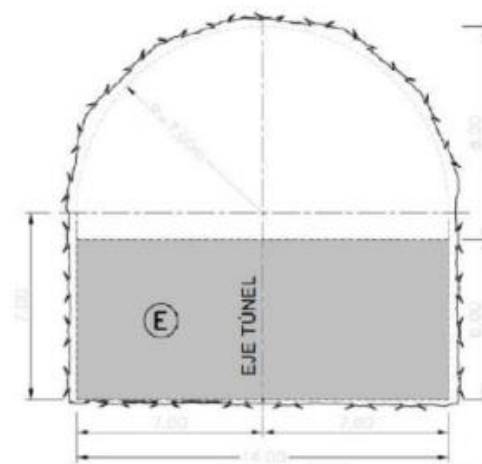


Figura 5 Efecto del avance de la frente del túnel en la convergencia.

Para la estimación de la relajación se emplea la metodología propuesta por Vlachopoulos y Diederichs en (N. Vlachopoulos & M. S. Diederichs, 2009. "Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels". Rock Mechanics Rock Engineering). Esta metodología consiste en reemplazar el material a excavar por un material con un módulo de elasticidad menor progresivamente hasta llegar a 0. Posteriormente determinar la zona de plastificación que se produce en el macizo rocoso por efecto de la excavación y de esta forma determinar el radio de plastificación del túnel. Utilizando el radio plástico y el radio del túnel y la distancia de la frente a la que se encuentra el hormigón endurecido, en este caso, para efectos del análisis se considera 2 días para el endurecimiento de hormigón proyectado y un avance de 3 m por día.



(a) Primera etapa de excavación



(b) Segunda etapa de excavación

Dado que la metodología de excavación consiste en realizar la excavación en 2 etapas (típicamente denominadas cabeza y banco) se realiza el análisis de la plastificación y su consecuente relajación producida por la excavación de la cabeza y luego se realiza el análisis para el banco.

Además, para el cálculo de las relajaciones se considera un túnel circular con un radio tal que se obtenga un área igual a la correspondiente a la excavación de cada una de las etapas. Por ejemplo para el cálculo relajación producido por la excavación de la cabeza se utiliza un modelo de un túnel circular de radio de 5.385 m.

De esta forma, como se puede ver en la Figura 6, se obtiene un radio plástico de 5.9m.

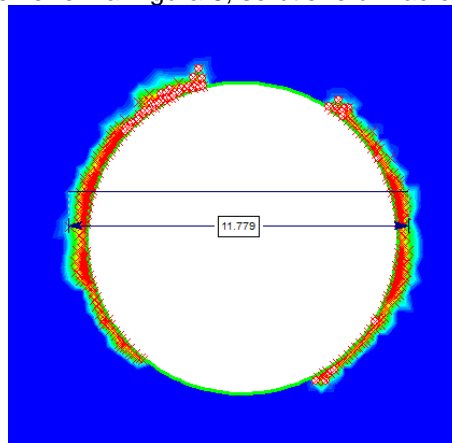


Figura 6 Diámetro de plastificación máxima

Posteriormente, empleando estos valores y el gráfico propuesto por Vlachopoulos y Diederichs se obtiene una relajación de 88%, el detalle de este valor se puede ver en la Figura 7.

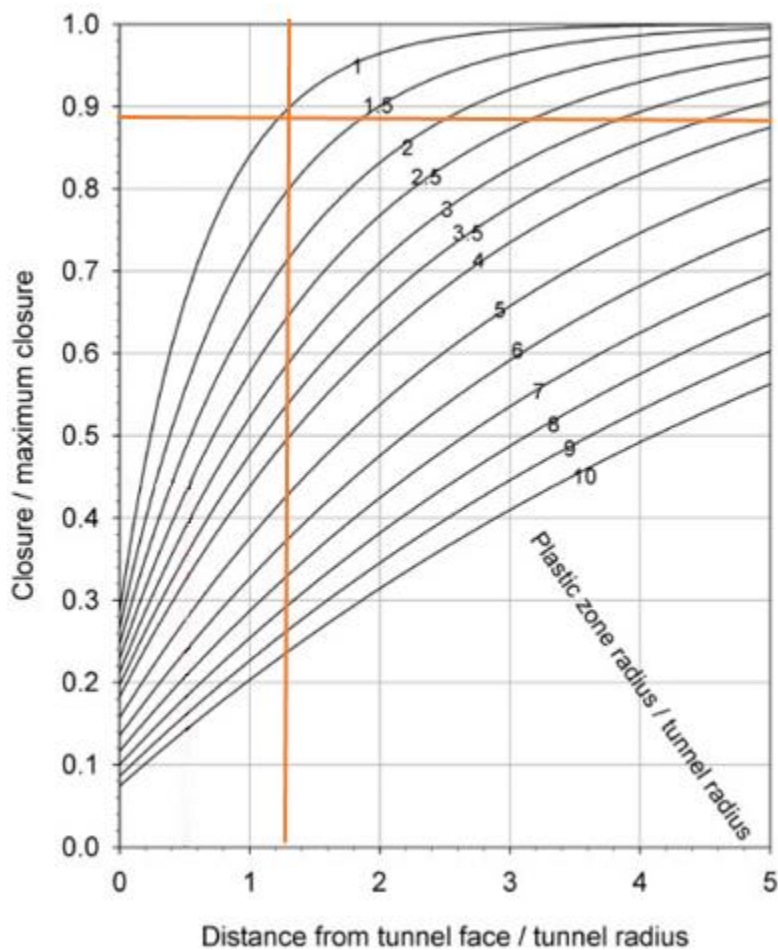
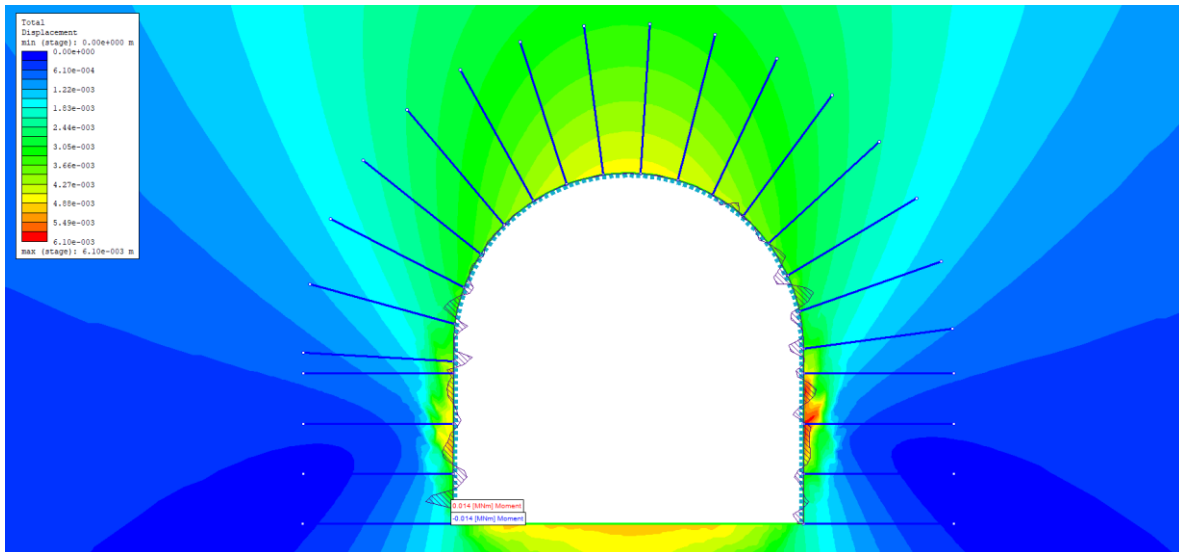
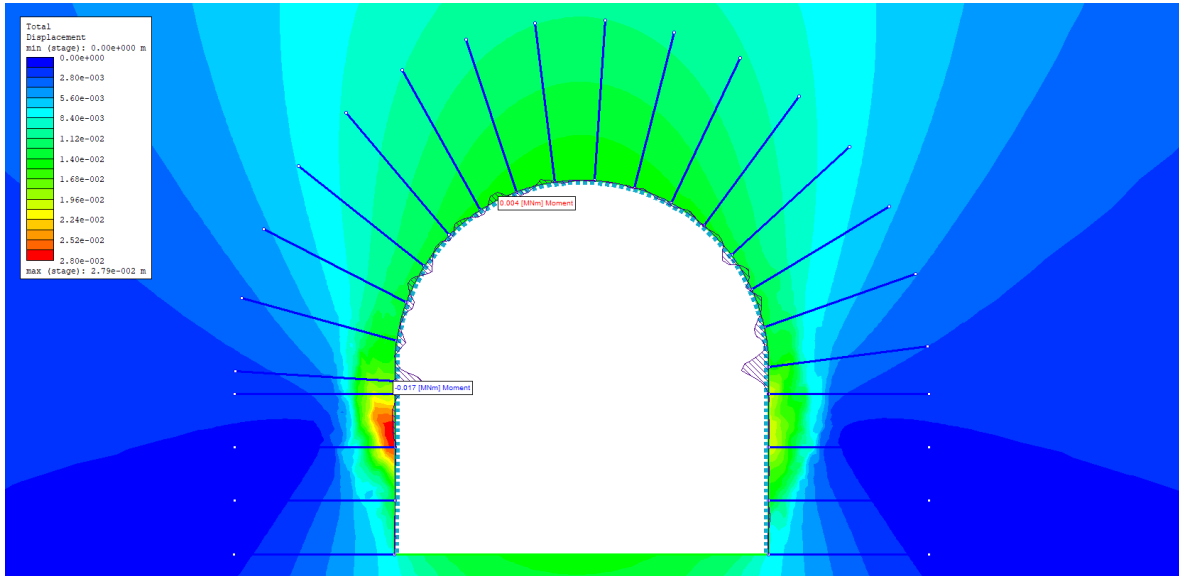


Figura 7 Cálculo de relajación según V&D

Por lo tanto, para considerar este efecto, se reduce progresivamente el módulo de elasticidad del material a excavar hasta obtener una deformación del 88% de la deformación máxima producida por la excavación antes de instalar el soporte del túnel.

Empleando la metodología presentada anteriormente se modela el macizo rocoso y el soporte para roca Tipo II y roca Tipo III.



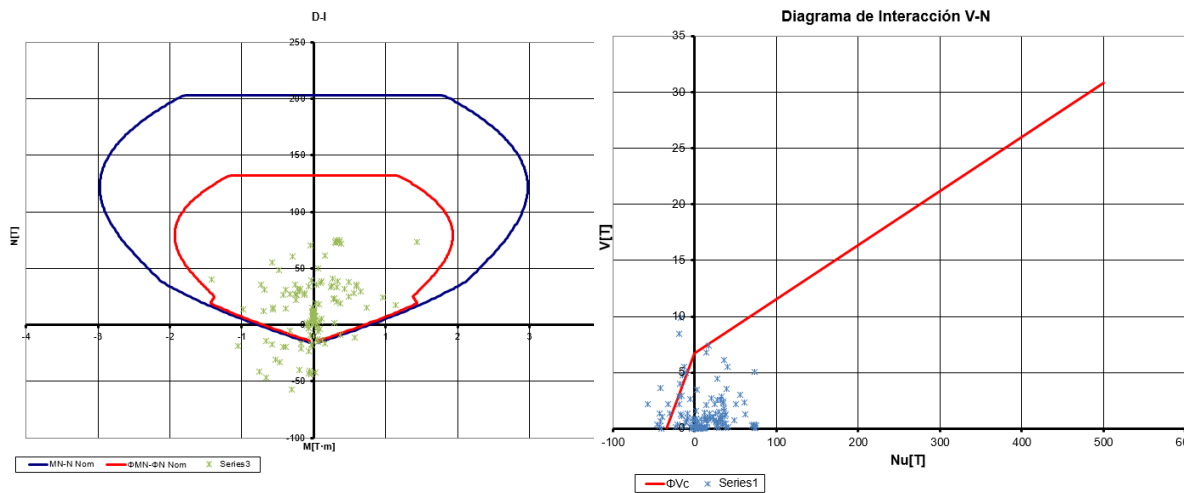


Figura 8 Envolventes de resistencia del hormigón en soporte clase II

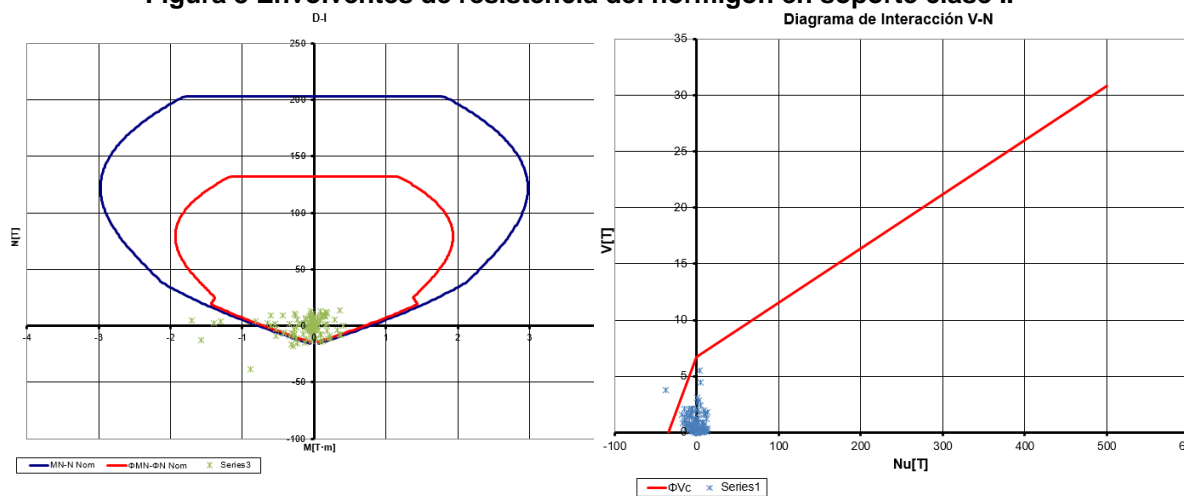


Figura 9 Envolventes de resistencia del hormigón en soporte clase III

De acuerdo a los resultados se podría esperar que se generen algunos problemas menores, en gran medida dependiendo de la ubicación de los pernos, en el sostenimiento en la zona de la intersección de la cabeza y el banco pero que no generarán problemas en la estabilidad del túnel, estos problemas se harán visibles al momento de excavar el banco pero se estima que serán reparaciones menores.

Posteriormente, se realizaron modelos hidrogeológicos transientes para determinar cómo penetraría el agua en el macizo rocoso durante el período en que el túnel actúa en presión y como se drenaría al momento de bajar el nivel del reservorio, ya que como se puede ver en la Figura 10 el embalse tuvo un llenado lento pero presentó un descenso en el nivel comparativamente rápido.

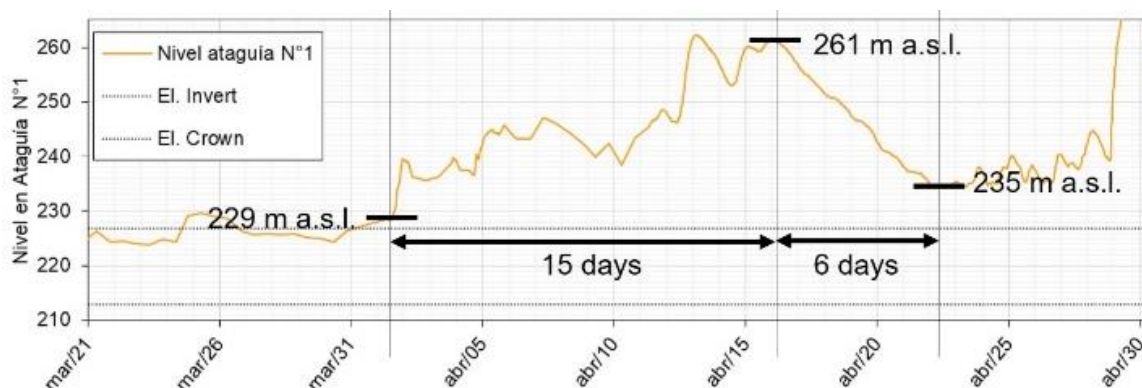


Figura 10 Niveles del embalse en las semanas previas al colapso.

Mediante estos análisis (ver anexo 7.2.8) se termina que hacia la semana previa al colapso se producen diferencias de presión en entre el flujo al interior de la GAD y en el macizo rocoso.

Adicionalmente para evaluar el diseño se realiza un análisis cinemático de cuñas, en este análisis se emplean los principales sets de discontinuidades determinados durante la excavación (ver Anexo 2.7) y las propiedades de las estructuras presentadas por Integral en la comunicación D-PHI-CCE-ADM-1-C4264 y una presión de agua de 1 metro columna de agua, obteniéndose que no hay cuñas inestables en bóveda y banco pero si existe posibilidad de levantamiento de cuñas de piso. Un ejemplo de este análisis se presenta en la Figura 11.

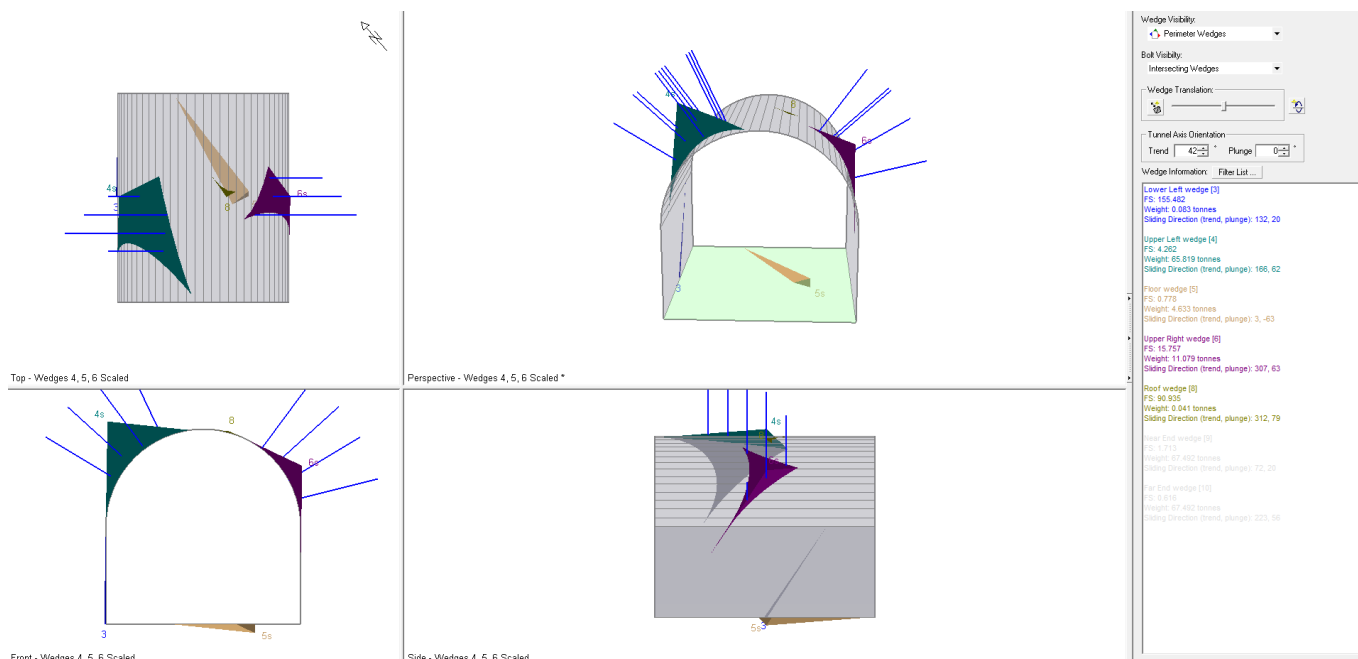






Figura 11 Resultados análisis de cuñas.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 16	

Anexo 7.2.4

Evaluación de procedimientos durante la Ingeniería de obra

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 2 de 16	

Evaluación de procedimientos durante la Ingeniería de obra

Durante el desarrollo común de un proyecto de túneles es usual que la ingeniería se desarrolle continuamente hasta el fin de la construcción del mismo, o incluso puede continuar una vez finalizado el mismo. Esto se debe principalmente a la variabilidad de condiciones que se puede presentar durante el desarrollo de la excavación.

Este proceso de desarrollo de ingeniería a medida que avanza la construcción se le conoce comúnmente como ingeniería de obra.

Dado que en la mayoría de los proyectos que implican la construcción de túneles, al igual que en el Proyecto Hidroeléctrico Ituango, los soportes dependen de la calidad del macizo rocoso encontrado durante la excavación una de las labores más importantes desarrolladas durante la ingeniería de obra es la clasificación del macizo rocoso.

Dada la importancia de esta evaluación se le asignó tanto a la asesoría como al consorcio constructor de obras principales. En el proyecto Proyecto Hidroeléctrico Ituango la firma a cargo de la ingeniería de obra, o asesoría como se le denominó en este proyecto, es Consorcio Generación Ituango. Mientras que la construcción de las obras principales estaba a cargo del consorcio CCC Ituango.

Para desarrollar esta clasificación ambas partes desarrollaron mapeos geológicos de frente. El mapeo geológico de frente es un procedimiento que, como su nombre lo indica, se desarrolla en la frente del túnel. Durante el mapeo de frente a través de observación directa del macizo rocoso se determinan condiciones geológicas como como tipo de roca, cantidad de familias de estructuras, condición de las familias de estructuras, entre otras. Los 3 principales parámetros obtenidos durante este proceso son los parámetros Q (Q- Value), GSI (Geotechnical Strenght Index) y RMR₈₉ (Rock Mass Rating). En particular en el proyecto hidroeléctrico Ituango el soporte instalado se seleccionaba en función del parámetro Q.

A pesar de que la clasificación del macizo rocoso se asignó tanto al contratista como al asesor la ejecución del mapeo geológico era responsabilidad de la Asesoría (Consorcio Generación Ituango). No obstante, el contratista de construcción CCC Ituango también realizó mapeos geológicos, los cuales si bien no son contractuales, fueron utilizados de forma colaborativa durante el desarrollo del proyecto.

Dada la importancia de estos procesos a continuación se describe y evalúan los procesos desarrollados durante la ingeniería de obra.

Evaluación geológica de las frentes de excavación

Como se mencionó anteriormente, durante el avance de la excavación de la GAD, la clasificación del macizo rocoso se realizó mediante mapeos geológicos de la frente de excavación. Este procedimiento fue desarrollado tanto por el contratista constructor como por la asesoría, un ejemplo de los mapeos registrados por el contratista constructor se presenta en la Figura 1 y un ejemplo de los mapeos registrados por la asesoría se presenta en la Figura 2.

Es importante notar que durante el análisis de los datos disponibles, como los mapeos de frente y los protocolos de voladura, ocasionalmente hubo discrepancias en las abscisas informadas, pero en general los datos coincidieron y se consideran confiables y útiles para este análisis.

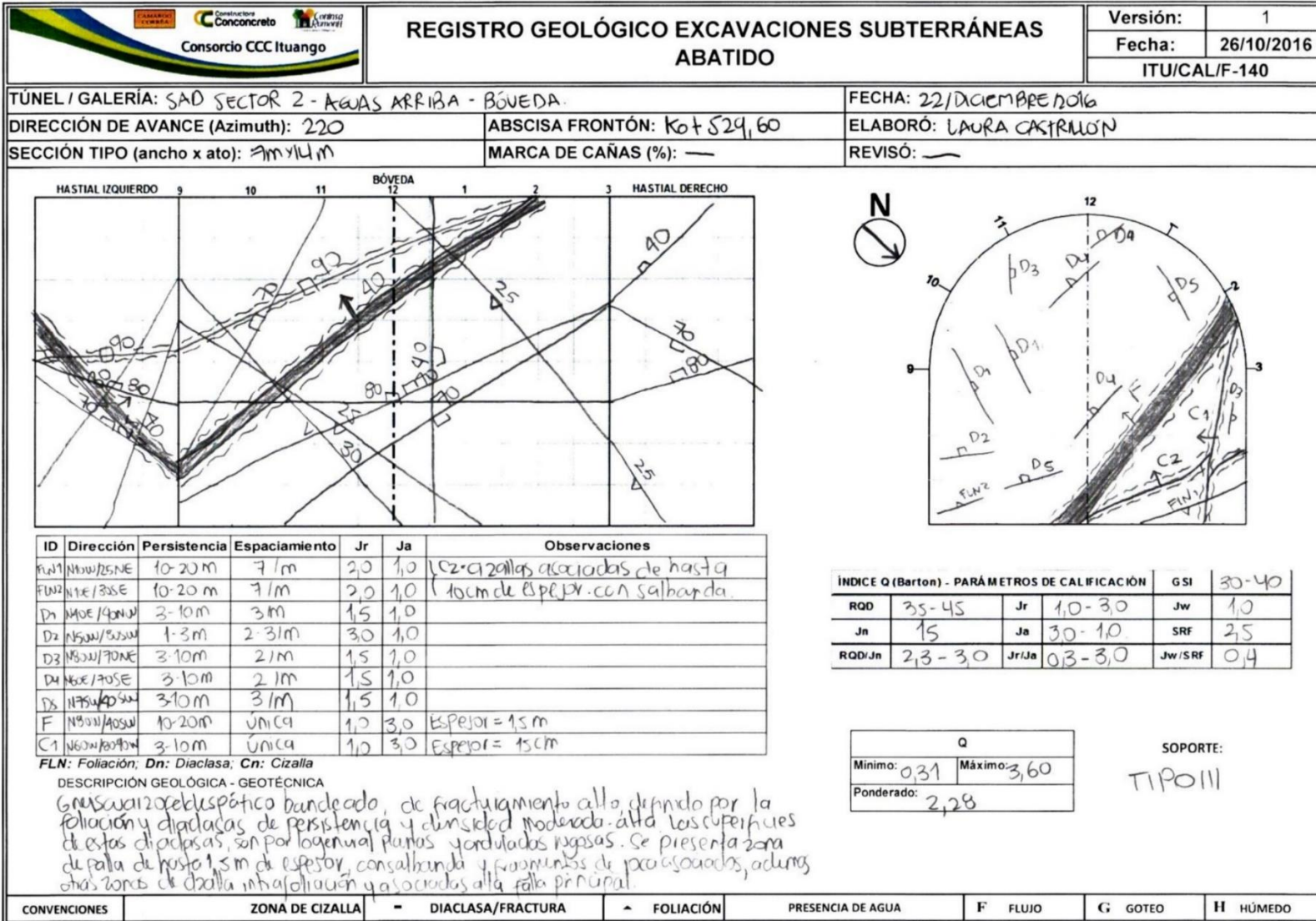


Figura 1 Ejemplo de mapeo de frente y hoja de clasificación del Constructor (hoja de campo escrita a mano). La hoja fue mapeada el 22.12.2016 y se refiere al encabezado superior, solo. Tenga en cuenta que el mapa muestra ambos, mapeado, encabezado superior y banco.



**SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN
E.S.P.**





Informe de Estudio De Causa Raíz Física

Versión 0

Página 4 de 16

Integral		epm		PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO - ASESORÍA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA, CENTRAL Y OBRAS ASOCIADAS										
FE 2194 29 REGISTRO GEOLÓGICO-GEOTECNICO DE CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO				Revisión 3 - 24/09/2015										
GALERÍA AUXILIAR DE DESVIACIÓN														
Página 1 de 1		Fecha: 30/01/2017		Abscisa/Ordenada		Desde: K0+465,50		Hasta:		Tipo: Fronton				
Dirección de la excavación		GAD 260		Sección: SUPERIOR		Elevación: Desde:		Hasta:		Levantó: Tommy Gonzalez				
Reg. No.		Foto No.												
Descripción Geológico-Geotécnica del Tipo de Terreno				Fotografía del Frontón de Excavación				Dibujo a mano alzada						
<p>Excavación en roca fracturada, corresponde a un macizo rocoso masivo e inalterado o parcialmente alterado. Se pueden presentar varias familias de diaclasas. Las discontinuidades pueden ser desde planas rugosas a onduladas lisas. Las paredes de las discontinuidades carecen en su gran mayoría de relleno y pueden presentar pátinas localizadas. La excavación puede presentar un flujo medio o a presión sin que se presenten desprendimientos que afecten la estabilidad de la excavación.</p>														
<p>Descripción Geológico-Geotécnica de Campo</p> <p>Macizo rocoso seco, levemente a medianamente fracturado e inalterado a ligeramente alterado. Fracturamiento controlado por la foliación y unas tres (3) familias de diaclasas. Trazas de cizalla concordantes y discordantes con relación a los planos de la foliación. Mayores condiciones de fracturamiento, alteración y perturbación de la roca debido a influencia de trazas de cizalla en la media sección inferior del frontón. Conformación de bloques de roca de forma tabular / rectangular en la bóveda de la sección de excavación.</p>														
<p>Conv. Diaclasa Plano-Cizalla Foliación Filtración</p>				<p align="center">CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA - SISTEMA RMR (1989)</p>										
Resistencia de la matriz rocosa														
UCS	R ₀ > 250 Mpa	R ₅ 100-250 Mpa	R ₄ 50-100 Mpa	R ₃ 25-50 Mpa	R ₂ 5-25 Mpa	R ₁ 1-5 Mpa	R ₀ <1 Mpa							
Rock Quality Designation														
RQD	90-100%	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25%									
Separación entre discontinuidades														
SD	> 2 m	0.6 - 2.0 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm									
Condición de las discontinuidades														
#	Tipo	Orientación dip/dip	Persistencia RMR	Abertura RMR	Rugosidad RMR	Relleno RMR	Alteración RMR	Separación (m)	Conteo D/m	Jr Barton	Ja Barton	Jw Barton	JRC	Corrección por Orientación
1	Foliación	30 / 105	>20 m	0.1-1.0 mm	Liso	Blando <5 mm	Lig. Alterada	0.16	7	Ondulada-Lisa	2.00	1.00	10-12	-10
2	Diaclasa	70 / 025	3-10 m	1.0-5.0 mm	Lig. Rugoso	Blando <5 mm	Lig. Alterada	0.60	2	Plano-Rugosa	2.00	1.00	06-08	-5
3	Diaclasa	65 / 190	1-3 m	1.0-5.0 mm	Lig. Rugoso	Blando <5 mm	Lig. Alterada	0.35	3	Plano-Rugosa	2.00	1.00	06-08	-12
4	Diaclasa	75 / 290	3-10 m	1.0-5.0 mm	Liso	Duro <5 mm	Inalterada	0.25	4	Ondulada-Lisa	1.00	1.00	10-12	
5	Cizalla	45 / 050	>20 m	>5.0 mm	Slicken sides	Blando >5 mm	Muy Alterada	0.80	2	Ondulada-Pulida	4.00	1.00	08-10	-10
6	Cizalla	50 / 160	>20 m	>5.0 mm	Slicken sides	Blando >5 mm	Muy Alterada	0.80	2	Ondulada-Pulida	4.00	1.00	08-10	-12
7	Cizalla	45 / 100	>20 m	>5.0 mm	Slicken sides	Blando >5 mm	Muy Alterada	1.00	1	Ondulada-Pulida	4.00	1.00	08-10	-10
8														
9														
Condición Agua Subterránea														
GW	Completamente seco		Ligeramente Húmedo		Húmedo		Goteo		Flujo					
Calculo de Cuñas														
Ubicación	Nombre	Masa	F.S. sin Soporte											
Clave														
Hastial Derecho														
Hastial Izquierdo														
				RMR SYSTEM (1989)		Parámetro		Valor		RMR				
				Resistencia de la roca Intacta		7		RMR max		O D RMR min				
				RQD		13		55		-12 43				
				Separación de Discontinuidades		12		Tipo terreno RMR						
				Condición de las Discontinuidades		8		Roca Mala						
				Condiciones de agua		15								
				Orientación de Estructuras		-12								
				Q BARTON (Pmin/Pmax)		Parametros		VALOR Q (min-max)		PONDERADO Q				
				RQD		C		1,5-4		3,0				
				Jn		G								
				Jr		E								
				Ja		C								
				Jw		A								
				SRF		C								
				Intersección		No		Estructura		VB				
				Emboquille		No		Condición de superficie		p				
										45-55 42				

Figura 2 Ejemplo de mapeo de frente y hoja de clasificación realizada por la Asesoría (después del re-trabajo de la oficina). Note el mapeo de caras faltantes.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 5 de 16	

Clasificación del macizo rocoso

Para realizar la clasificación ambas partes realizaron levantamientos o mapeos geológicos de la frente de excavación, durante estos mapeos se identificaron diversos parámetros. Por su parte la supervisión en obra, utilizó los siguientes sistemas de clasificación de macizos rocosos para el mapeo de las frentes:

- **Rock Mass Rating (RMR₈₉)**, de acuerdo lo propuesto por Bieniawski (1989, Ref. 18).
- **Sistema de clasificación Q**, según NGI (2013, Ref. 19) o NGI (2015, Ref. 20)
- **Geological Strength Index (GSI)**, según el cuadro propuesto por Cai et al. (2006, Ref. 12)

Los parámetros calificados por la asesoría a través de los mapeos de frente son:

RMR: Para este sistema de clasificación geotécnica se determina un valor máximo y mínimo. El valor máximo RMR lo determinó como la suma de una serie de parámetros de entrada sin considerar las orientaciones de discontinuidad. Por otro lado, el valor mínimo se determinó considerando un factor de reducción que considera la orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación. Para esta clasificación la asesoría caracterizó cada conjunto de discontinuidades identificado (Fig. 2), incluido el tipo, orientación, persistencia, apertura, rugosidad, relleno y la alteración/intemperización según lo indicado para el sistema de clasificación de RMR.

Sistema Q: Se determinó un mínimo y un máximo para cada parámetro de la ecuación que describe el valor Q. Se estimó un valor Q ponderado denominado "Ponderado", presumiblemente considerado como el valor Q más significativo. Sin embargo, la base de esta aproximación no se menciona en los documentos disponibles y no puede reproducirse.

Para cada conjunto de discontinuidades, se determinó y documentó la aspereza de la discontinuidad (J_r), la alteración de la discontinuidad (J_a), el factor de reducción de agua de la discontinuidad (J_w).

GSI: El GSI se evaluó visualmente a partir de una comparación con un gráfico. Además, se calculó siguiendo la ecuación sugerida en la Ref. 21:

$$GSI = 1.5 \times J_{cond89} \times \frac{RQD}{2}$$

Donde J_{cond89} se refiere a la clasificación de condición de la estructura definida en la Ref. 18 y RQD es un índice muy usado en mecánica de rocas llamado "Rock Quality Designation".



Por otro lado, el consorcio constructor CCC aplicó el Sistema Q y GSI para clasificar el macizo rocoso para la clasificación del terreno y posterior selección del soporte.

Sistema Q: Se determinó el valor Q mínimo y máximo y "Ponderado" presumiblemente considerado como el más significativo. Al igual que con INTEGRAL, la base de esta aproximación de este valor Q "ponderado" no se menciona en los documentos en cuestión.

GSI: el valor GSI se proporciona en las hojas de mapeo, pero no se proporciona ninguna referencia sobre cómo se determinó.

Se registra la orientación de las discontinuidades, la persistencia y el espaciamiento. En algunas hojas, el número de rugosidad de la estructura (J_r) y el número de alteración de la estructura (J_a) se estimaron para los conjuntos de discontinuidad identificados.

La información recabada en cada uno de los mapeos de frente se adecua a la usanza típica y se considera correcta para el desarrollo del proyecto.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 6 de 16	

Para el cálculo de cada uno de estos índices se requiere la determinación de parámetros individuales, los cuales se determinan por observación directa de la condición del macizo rocoso. Dado que el presente informe fue elaborado mucho después de la construcción de las obras de la GAD, la derivación de parámetros individuales en la clasificación en la frente del túnel no puede ser verificada. Sin embargo, se considera que hubo suficiente experiencia acumulada durante el tiempo del proyecto entre los geólogos que clasificaron para seleccionar confiablemente los parámetros. En consecuencia a lo anterior y tomando en consideración que los números presentados en las hojas de mapeo son generalmente consistentes, se supone que estos parámetros se estimaron adecuadamente.

Sin embargo, puede haber diferencias significativas en los resultados de las dos partes clasificadoras, lo que puede haber resultado en la selección de diferentes clases de soporte.

Una comparación de los valores obtenidos de los mapeos de frente realizados por INTEGRAL y CCC se presenta en la Tabla 1 y Figura 3. Esto se refiere a 18 mapeos de frente para el tramo del túnel desde 0 + 443.70 hasta 651.40. En dos de los 18 mapeos de frente se reportaron diferentes abscisas. Sin embargo, las asignaciones se consideran comparables debido a que el avance reportado en estos lugares es de 3 m de longitud.

Un valor ΔQ calculado mayor a 2 indica diferencias en las asignaciones de los mapeos geológicos y se resaltan en Tabla 1. Los valores ΔQ sombreados en rojo en la Tabla 1 son ubicaciones donde la clasificación del macizo rocoso ha dado lugar a diferentes clases de soporte.

En la tabla de resumen de los valores Q presentados en la Tabla 1 los valores idénticos están sombreados en amarillo, en gris son las ubicaciones donde se identificaron diferencias importantes (se considera importante una diferencia mayor a 2) y las ubicaciones donde se clasificaron diferentes clases de soporte están sombreadas en rojo. Por otro lado, las abscisas indicadas en negrita son las abscisas informadas en los mapeos que presentaban diferencias, pero se las asignaciones se consideran comparables debido a que la longitud de los avances es de 3 m.

Por otro lado, en la figura resumen presentada en la Figura 3 los puntos rojos corresponden a las mediciones hechas por la asesoría, los puntos verdes corresponden a las hechas por el constructor mientras que en amarillo se presentan los puntos en los que ambos determinaron valores idénticos. En esta figura además se encierra en negro las abscisas donde se presentaron diferencias importantes (se considera importante una diferencia mayor a 2). También se resalta mediante círculos rojos las ubicaciones donde la clasificación hecha por cada una de las partes indica un soporte diferente.

Tanto en la Tabla 1 como en la Figura 3 se puede ver que las diferencias en la clasificación no han conducido a una selección de una clase de soporte no apropiada durante la construcción, ya que siempre al presentarse diferencias que pudieran llevar a diferencias en la clasificación del soporte se tomó la opción más conservadora.

Tabla 1 Valores Q determinados por la Asesoría y el Constructor en 18 ubicaciones de mapeo de frente.

Asesoría		Constructor		ΔQ
Abscisa [m]	Valor Q "Ponderado"	Abscisa [m]	Valor Q "Ponderado"	
465.50	3.00	465.50	3.00	0.00
489.20	6.60	489.20	4.40	2.20
498.00	7.20	498.00	7.22	0.02
515.60	1.80	515.60	5.82	4.02
529.60	1.80	529.60	2.28	0.48
543.20	1.80	543.20	0.74	1.06
555.90	8.00	555.90	5.75	2.25
558.70	4.70	558.70	6.80	2.10
571.50	2.20	571.50	4.20	2.00
578.50	2.50	578.50	5.30	2.80
582.30	2.60	582.30	5.50	2.90
586.40	1.80	586.40	2.20	0.40
592.80	1.30	592.80	1.90	0.60
607.30	2.20	607.30	5.61	3.41
620.50	1.00	620.50	1.80	0.80
624.50	1.60	623.50	1.00	0.60
633.20	0.80	633.20	1.20	0.40
648.05	1.00	648.40	2.20	1.20

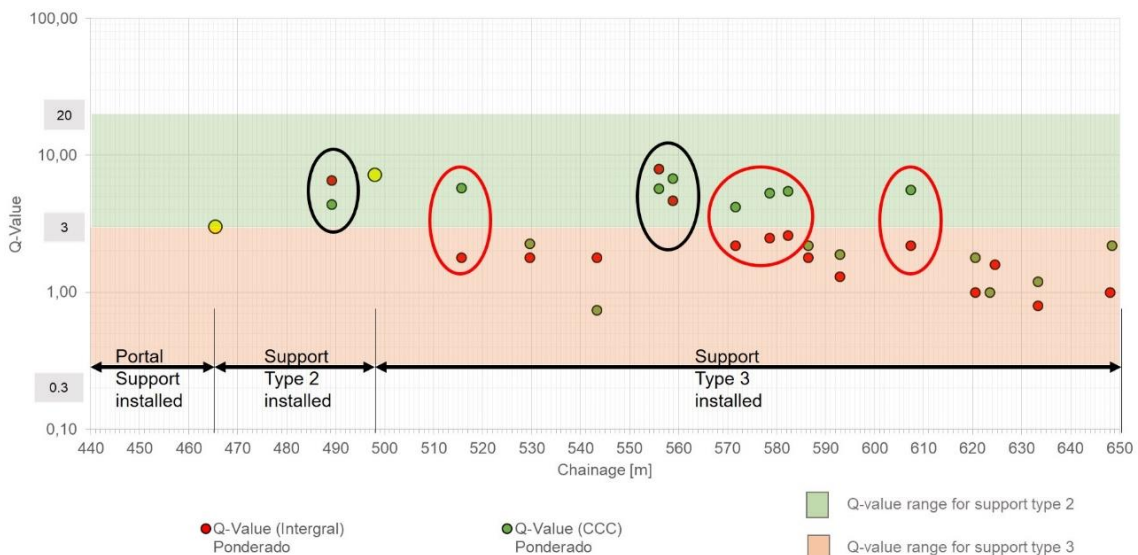


Figura 3 Valores Q comparables determinados por la Asesoría y el Constructor en 18 ubicaciones de mapeos de frente.

Cobertura de mapeos de frente

El mapeo de frentes durante la excavación de la bóveda se realizó en la sección analizada en detalle, es decir de la abscisa 0+443.70 a la abscisa 0+648.40 (204.70 m), a intervalos irregulares. En total 37 mapeos frente para la

bóveda están disponibles realizados por la asesoría y 30 por el contratista de obras. Como la frente estaba en la abscisa 0+648.40, se debe agregar la longitud de avance de 3.0 m, lo que da como resultado una longitud total de 207.70 m de sección de túnel analizada.

Las longitudes de avance no se proporcionan en las hojas de mapeo de frente y a menudo no se mapearon avances consecutivos. Cuando se disponía de protocolos de voladura consecutivos, la longitud de avance se determinó a partir de estos protocolos. Cuando no se pudo determinar la información sobre la longitud de avance, se asumió que se utilizaron las mismas que en las rondas adyacentes.

Durante la excavación de la bóveda del túnel la asesoría logró una cobertura de mapeo de un 48% de los avances por mientras que el constructor de obras alcanzó un 42% de cobertura. Las asignaciones superpuestas cubrieron aproximadamente el 25% de la longitud total. Por lo tanto, se puede estimar que la cobertura total es del 65% (ver Tabla 2). En la Figura 4 se muestra la cobertura de mapeos de cada una de las partes, resaltando en amarillo las secciones que fueron mapeadas tanto por el contratista como por la asesoría.

No se realizó mapeo geológico ni clasificación del macizo rocoso para el banco o el piso de la GAD. Sin embargo, los mapeos de frente ejecutados por el contratista (por ejemplo, ver Figura 4), muestran la geología de la frente en toda la altura del túnel (es decir bóveda y banco), ya que la geología de la bóveda se proyectó al banco. No existe un registro fotográfico sistemático de la geología del banco disponible que permita estimar a posteriori las condiciones geológicas en el banco de manera confiable.

Tabla 2 Resultados de cobertura del mapeo de frente para el tramo desde la abscisa 0+443.70 a la 0+651.40.

	Asesoría	Contratista constructor	Traslape	Total
Bóveda	99.2 m (48 %)	86.3 m (42 %)	51.8 m (25 %)	133.7 (65 %)
Banco	0 m	0 m	0 m	0 m

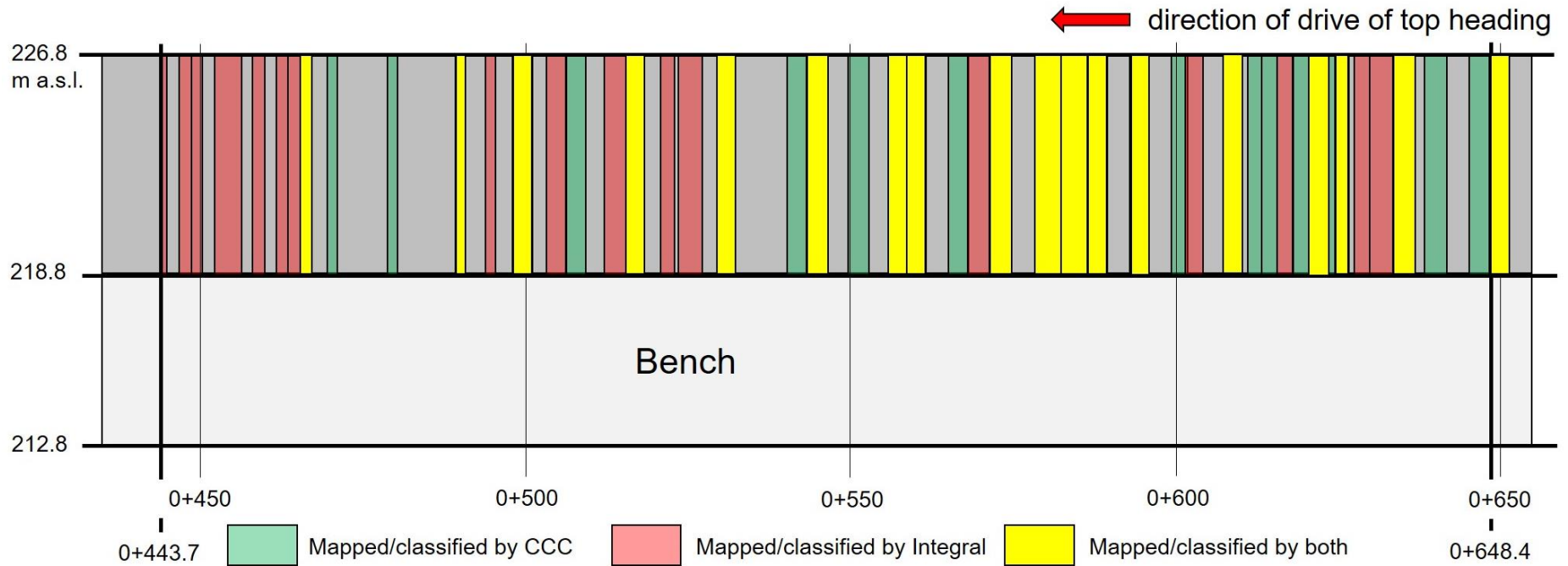


Figura 4 Cobertura de mapeos de frente de la Asesoría y del Constructor. Se resaltan las frentes mapeadas por ambos.

Idealmente, el mapeo de frente de la bóveda y las excavaciones en el banco se realiza para cada avance después de la voladura, limpieza y desabombe. Sin embargo, en la práctica, en la mayoría de los proyectos de túneles no se puede lograr una cobertura completa que incluya cada avance. Esto es común en proyectos de túneles y puede tener diversas razones, como por ejemplo falta de notificación a los geólogos, frente del túnel inaccesible por motivos de seguridad u otros motivos, etc. Además, con frecuencia, la práctica en proyectos de túneles el mapeo se considera "innecesario" siempre que las condiciones geológicas no cambien. Sin embargo, siempre se requiere una cierta cobertura y conocimiento de la geología para evaluar la calidad del macizo rocoso y, por lo tanto, el tipo de soporte, de manera adecuada.

Como los tipos de soporte se definieron inicialmente como válidos para una sección de túnel más larga (ver Figura 7 y Figura 8), el mapeo posterior sirvió principalmente para confirmar el tipo de soporte seleccionado o para reclasificar otro tipo de soporte.

Bajo estos requisitos previos y en presencia de una geología relativamente uniforme, el mapeo se puede realizar en intervalos (por ejemplo, cada dos avances) para producir un modelo geológico "casi continuo". Además, se requiere que el equipo solicite inmediatamente el mapeo en la frente, en caso de cambios en las condiciones geológicas. Ésta es una práctica común en túneles.

En el caso de que se necesiten más detalles geológicos para generar información suficiente para satisfacer los requisitos de diseño, cada avance debe mapearse, si es posible.

No hubo mapeo geológico u otra documentación relevante para la excavación del banco como lo enfatizó el equipo de geólogos del Contratista durante la reunión del 7 de septiembre de 2018.

El mapeo y el valor Q determinado durante la excavación de la bóveda, se extendieron/proyectaron para el Banco. Este enfoque dio como resultado el soporte para el banco de 6 m de alto y 14 m de ancho.

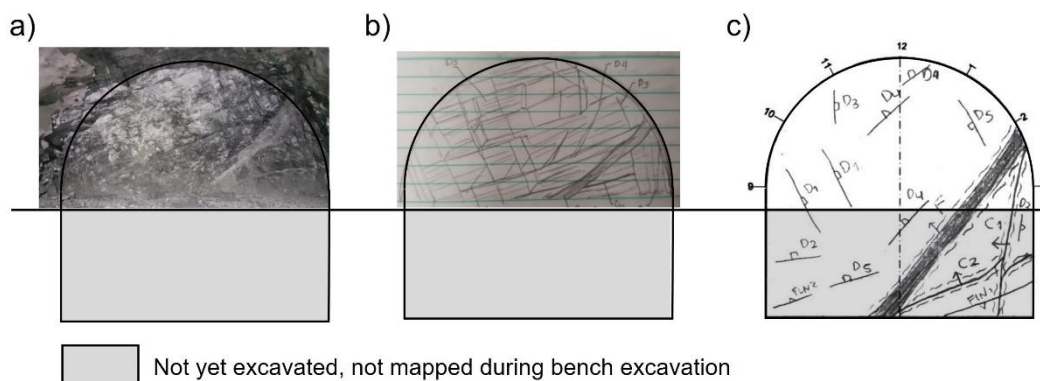


Figura 5 Ejemplo de documentación geológica a través del mapeo de frente en la bóveda en la abscisa 0+529,60 realizado por Integral. a) Registro fotográfico tras escalado. b) Mapa geológico de la frente. c) Mapeo geológico de la frente del Constructor.

Al observar la Figura 5 se debe tener en cuenta que el mapeo de la bóveda se proyecta al banco. Todas las estructuras mostradas en el banco son resultado de una proyección de la geología de la bóveda, pero podría diferir de la realidad.

Teniendo en cuenta la cobertura de los mapeos de frente en la bóveda y que no se realizaron mapeos geológicos durante la excavación del banco, es evidente que la calidad del macizo rocoso no se pudo determinar en partes significativas del túnel. Esto, inevitablemente, puede resultar en secciones donde es posible que no se hayan detectado singularidades geológicas en

las paredes laterales del banco y el área del piso durante la excavación del túnel. Esto es particularmente cierto para la sección de túnel 0+470 a 0+570, donde el mapeo de frente en la bóveda es menor (ver Figura 4).

Un ejemplo referencial de estructuras que podrían no haber sido detectadas por no registrar el banco son las Zonas de Cizalle Tipo 1. Estas zonas de debilidad están orientadas de forma paralela a la foliación (ver Anexo 2.11). Este ejemplo se puede ver en forma gráfica en la Figura 6 (a).

Otro ejemplo donde tales estructuras geológicas pueden no haber sido identificadas son las zona de cizalle Tipo 4 (ver Anexo 2.11). Es posible que esta estructura no haya sido reconocida en tramos donde no se realizó el mapeo de frentes. Ver Figura 6 (b).

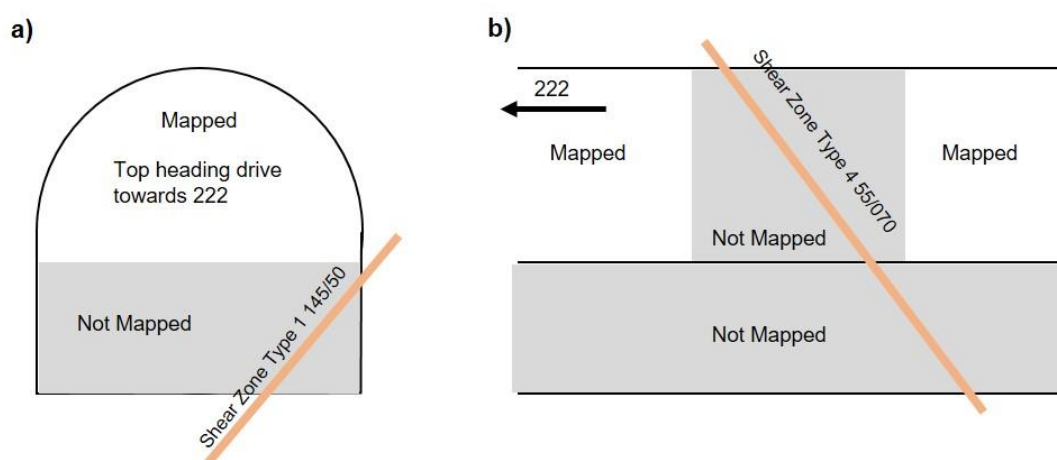


Figura 6 Esquemas para visualización de ejemplos donde la falta de mapeos de frentes de excavación puede llevar a que estructuras geológicas importantes no sean identificadas en la GAD.

La suposición de que no se identificaron estructuras geológicas relevantes para la construcción, como las zonas de cizallamiento, es especulativa. Sin embargo, esto es para ilustrar que existe la posibilidad de que no se haya identificado una singularidad geológica importante. Esta posibilidad debe considerarse.

Clases de soporte y geometría de excavación

En el diseño de excavaciones subterráneas, el perfil geométrico de excavación se define generalmente al considerar la geometría requerida para acomodar la clase de soporte más pesado esperado. Dicho procedimiento evita el posible reperfilado al ingresar a una clase de soporte más pesada. También deja el camino abierto para decidir una clase de soporte más pesado si es necesario, ya que hay suficiente espacio disponible para finalmente mantener el espacio necesario para la funcionalidad del túnel.

Los planos de construcción especifican la geometría de la "línea de excavación mínima" (o "línea A") para las clases de soporte individuales de manera diferente, como se resume en la Tabla 3. Esto da como resultado un volumen diferente de material de excavación para las clases individuales, que varían de 175.0 m³/m para la clase I a 186.90 m³/m para la clase IV.

Tabla 3 Geometría de excavación teórica en la línea de excavación mínima ("Línea A") de acuerdo con los planos aprobados para construcción.

Tipo de soporte	Geometría del banco W x H [m]	Geometría de la bóveda R [m]	Área total de Excavación [m ²]	Limpieza de túneles
I	14.0 m x 7.0 m	7.0 m	98.0 + 77.0 = 175.0	175.0 m ²
II	14.2 m x 7.0 m	7.1 m	99.4 + 79.2 = 178.6	
III	14.2 m x 7.0 m	7.1 m	99.4 + 79.2 = 178.6	
IV	14.6 m x 7.0 m	7.3 m	102.2 + 83.7 = 185.9	

Se debe notar que de acuerdo con los patrones de voladura proporcionados por el Contratista, el radio la bóveda se muestra como 7.3 m. De acuerdo con los perfiles topográficos de túnel (Ref. 27), la ruptura siempre se especificó con respecto a un perfil de 14.0 m de ancho, independientemente de la clase de soporte seleccionada, a excepción de la sección mayor en el portal de entrada.

Selección de soporte basado en la clasificación del macizo rocoso.

La práctica en ingeniería de túneles indica que el soporte a instalar depende de la calidad del macizo rocoso identificado durante la construcción, este es el mismo enfoque empleado en el proyecto hidroeléctrico Ituango. Para este proyecto el diseñador definió los rangos del valor de Q y GSI definidos para cada clase de soporte que se presentan en la Ref. 14 y se resumen en la Tabla 4.


Tabla 4 Rangos definidos para la calidad del macizo rocoso para cada clase de soporte según el valor de Q y GSI.

Tipo de soporte	Valor de Q	GSI
I	>20	> 70
II	3 – 20	54 – 70
III	0.3 – 3	33 – 54
IV	<0.3	< 33

Se entiende que la selección e instrucción de soporte durante la excavación se basó en el valor Q más significativo estimado ("Ponderado") y se acordó entre el consorcio constructor y el asesor y posteriormente se le informó al consorcio interventor.

La instrucción del soporte se manifestó en protocolos de "Clasificación de Terreno". Las hojas relevantes para la sección del túnel analizada en detalle se muestran en la Figura 7 y en la Figura 8. En estos documentos se aprecia que una cierta clase de soporte fue acordada por las partes involucradas. Este documento firmado se considera válido hasta que se solicite otro tipo de soporte (por parte del geólogo encargado del mapeo de frente). En consecuencia, uno puede considerar este documento como una "instrucción permanente del sitio".

Durante la construcción no hay ninguna desviación del soporte de diseño sugerido, excepto el uso de presoposte para reducir el sobre quiebre geológico y algunos elementos adicionales como pernos o barbacanas.

		PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA, CENTRAL Y OBRAS ASOCIADAS CLASIFICACIÓN DEL TERRENO
FRENTE: <u>GAD - Galería Auxiliar de Desviación</u> <u>Sector 2 aguas arriba</u>		CONSECUTIVO No. <u>004</u>
ABSCISA INICIO DE CLASIFICACIÓN: <u>K0+675.60</u>		FECHA: <u>30/09/2016</u>
ABSCISA FINAL DE CLASIFICACIÓN: <u>K0+498.00</u>		FECHA: <u>12/01/2017</u>
TIPO DE TERRENO:	<u>TIPO III (TRES)</u>	
EXCAVACIÓN Y SOPORTE:	<ul style="list-style-type: none"> • Excavación con perforación y voladura. • Tratamiento de soporte según plano para construcción: <u>D-PHI-034-TUN-EX-C-010.</u>	
OBSERVACIONES:	<u>DAJESORIA: 2,4</u> <u>Rec: 2,03</u>	
ASESORÍA:	Inicio <u>Tommy González</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u>
	Cierre <u>Tommy González</u>	FECHA: <u>12/01/2017</u>
INTERVENTORÍA:	Inicio <u>Alfredo Guerrero T.</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u>
	Cierre <u>Alfredo Guerrero T.</u>	FECHA: <u>12/01/2017</u>
CONTRATISTA:	Inicio <u>JUANES RAMA</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u>
	Cierre <u>JUANES RAMA</u>	FECHA: <u>13/01/2017</u>

COPIA CONTRATISTA

Figura 7 Instrucción de soporte Tipo 2

		PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA, CENTRAL Y OBRAS ASOCIADAS CLASIFICACIÓN DEL TERRENO
FRENTE:	<u>GAD - Galería Auxiliar de Desviación</u> CONSECUTIVO No. <u>004</u> <u>Sector 2 aguas arriba</u>	
ABSCISA INICIO DE CLASIFICACIÓN:	<u>K0+675.60</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u>
ABSCISA FINAL DE CLASIFICACIÓN:	<u>K0+498.00</u>	FECHA: <u>12/01/2017</u>
TIPO DE TERRENO:	<u>TIPO III (TRES)</u>	
EXCAVACIÓN Y SOPORTE:	<ul style="list-style-type: none"> • Excavación con perforación y voladura. • Tratamiento de soporte según plano para construcción: <u>D-PHI-034-TUN-EX-C-010.</u>	
OBSERVACIONES:	<u>DAJESORIA: 2,4</u> <u>Rec: 2,03</u>	
ASESORÍA:	<u>Inicio Tommy González</u> <u>Cierre Tommy González</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u> FECHA: <u>12/01/2017</u>
INTERVENTORÍA:	<u>Inicio Alvaro Guerrero T.</u> <u>Cierre Alvaro Guerrero T.</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u> FECHA: <u>12/01/2017</u>
CONTRATISTA:	<u>Inicio JAMES RAMA</u> <u>Cierre</u>	FECHA: <u>30/09/2016</u> FECHA: <u>13/01/2017</u>

COPIA CONTRATISTA

Figura 8 Instrucción de soporte Tipo 3

Como se menciona anteriormente, no se realizó un mapeo específico en el banco, lo que puede haber influido indirectamente en la selección del soporte, ya que resulta siempre en la misma clase de soporte para la bóveda y para el banco. Con dicho procedimiento, los casos que pudieron haber tenido un valor Q significativamente más bajo (y una clase de soporte más alta) para el banco de lo que pudo haberse determinado en la bóveda quedarían por lo tanto se excluidos. Tales casos (por ejemplo, clase de soporte III para el encabezado superior y clase IV

para el banco) habrían sido un inconveniente para el contratista, ya que el soporte debe aplicarse sobre todo el perfil del túnel y la sección superior del perfil del túnel ya no es accesible para aplicar el soporte. Requeriría un relleno del banco para el acceso, lo que requiere mucho tiempo y es costoso.

Las diferencias identificadas anteriormente en los resultados de clasificación de la asesoría y del contratista de obras no llevaron a la selección de un tipo de soporte inapropiado, ya que siempre se instaló la clase de soporte más alta resultante (marcada con círculos rojos en la Figura 10). Esto se detalla a continuación.

Como se puede ver en la Figura 9, el 79% de los mapeos realizados por la asesoría se reportaron como clase de soporte III mientras que el 21% se reportó como clase de soporte II, por otro lado el contratista constructor, que reportó un 57% de los mapeos como clase de soporte III y un 43% como clase de soporte II en el tramo analizado entre las abscisas 0+465.50 y la 0+651.40.

De acuerdo con lo presentado en la Ref. 22 el 82% del soporte instalado corresponde a soporte clase III y el 18% corresponde a soporte clase II, que está en estrecho acuerdo con las clases de soporte estimadas por la asesoría. Las diferencias en la distribución de clases de soporte están relacionadas con las asignaciones entre las abscisas 0+555.90 y 0+568.20 donde el valor Q más significativo (ponderado) estimado por la asesoría y también por el contratista constructor es mayor a 3, lo que lleva a la clase II de soporte, pero finalmente se instaló la clase de soporte III.

Se puede ver que el tipo de soporte se seleccionó correctamente y que en algún tramo (aquí abscisas 0+560 a abscisa 0+610), el tipo de soporte se seleccionó "conservadoramente".

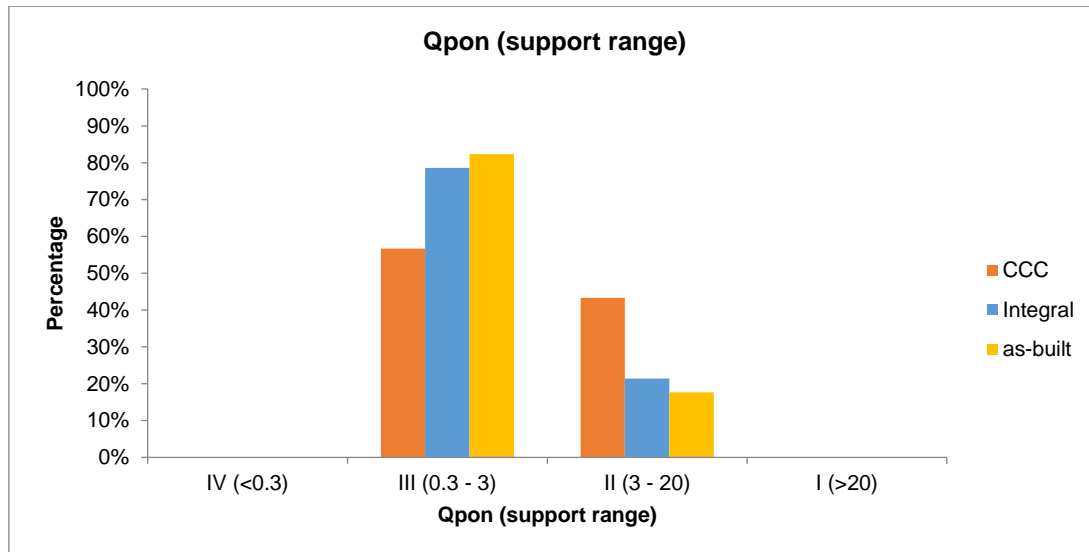


Figura 9 Distribución de clases de soporte asignadas y soporte instalado desde la abscisa 0+465.50 a la abscisa 0+651.40.

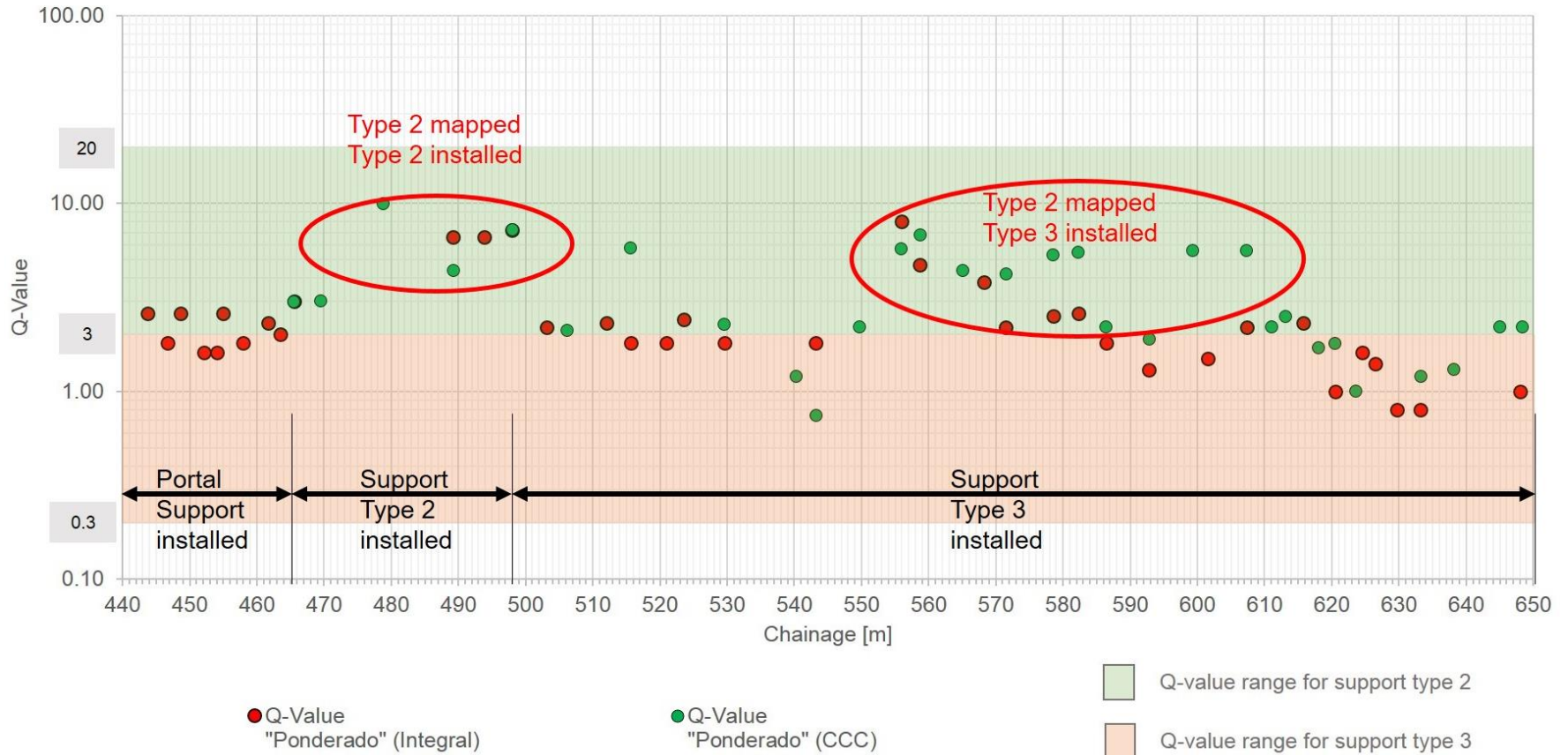


Figura 10 Valores Q determinados por la asesoría y contratista constructor y tipo de soporte instalado



PROYECTO HIDROELÉTRICO ITUANGO

ANÁLISIS HIDRÁULICO COLAPSO TÚNEL DE DESVÍO GAD

**INFORME FINAL
704-18-OT-00-IN-HI-001**



OCTUBRE 2018



Índice de Modificaciones

Revisión	Fecha	Observaciones
A	23-10-2018	Para Revisión Interna
B	24-10-2018	Para Revisión Cliente
C	29-10-2018	Acoge comentarios Cliente

**CENTRAL HIDROELÉCTRICA ITUANGO
ANÁLISIS HIDRÁULICO DE COLAPSO TÚNEL DE DESVÍO GAD
INFORME FINAL**

TABLA DE CONTENIDOS

	Pag.
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	2
3. OBJETIVOS Y DIVISIÓN DEL INFORME	2
4. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.....	3
5. SECCIÓN REAL Y RUGOSIDAD HIDRÁULICA	4
6. MODELO HIDRÁULICO 3D	5
7. ANÁLISIS DE ERODABILIDAD	6
8. ANÁLISIS DE SUBPRESIONES EN MACIZO ROCOSO	6
9. CONCLUSIONES.....	6

CENTRAL HIDROELÉCTRICA ITUANGO
ANÁLISIS HIDRÁULICO DE COLAPSO TÚNEL DE DESVÍO GAD
INFORME FINAL

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Memoria de Cálculo Hidráulico

- 704-18-OT-00-MC-HI-001: Modelo Hidráulico 3D – Túnel de Desvío del Sistema Auxiliar de Desviación.

Anexo 2: Minutas Técnicas:

- 704-18-OT-00-MT-HI-001: Cálculo de la Rugosidad Hidráulica de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).
- 704-18-OT-00-MT-GT-001: Cálculo de las Sub-presiones en el Macizo Rocoso de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).
- 704-18-OT-00-MT-HI-002: Cálculo de la Erodabilidad de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Ituango se ubica sobre el río Cauca entre el municipio de Ituango y el corregimiento de Puerto Valdivia, en el sector occidental de Colombia en el departamento de Antioquia a 170 kilómetros al norte de Medellín.

El proyecto está en etapa de construcción desde 2010 y contempla una presa zonificada con núcleo de arcilla con una altura de 220 metros y un embalse de 2.720 millones de metros cúbicos de capacidad. La caverna de máquinas tiene prevista ocho unidades turbogeneradoras con una potencia instalada total de 2.400 MW, lo que la convertiría en el proyecto hidroeléctrico más grande de Colombia.

La construcción de la presa consideró 2 túneles de desvío, los cuales para ser cerrados requirió la construcción de una Galería Auxiliar de Desvío (GAD) que empezó a operar a fines de 2017 desviando las aguas del río Cauca para terminar la construcción de los tapones definitivos en los 2 túneles de desvío y terminar el muro de la presa.

A fines de abril de 2018 se generó un bloqueo o colapso de la GAD ocasionando un llenado no controlado del embalse con su muro de presa aún en construcción y bajo la cota del umbral del vertedero. Se decidió desviar el río a través de los túneles de aducción e inundar la caverna de máquinas para evitar el sobrepaso de la presa.

A continuación, en la Figura 1.1, se muestra la ubicación general del proyecto hidroeléctrico Ituango.

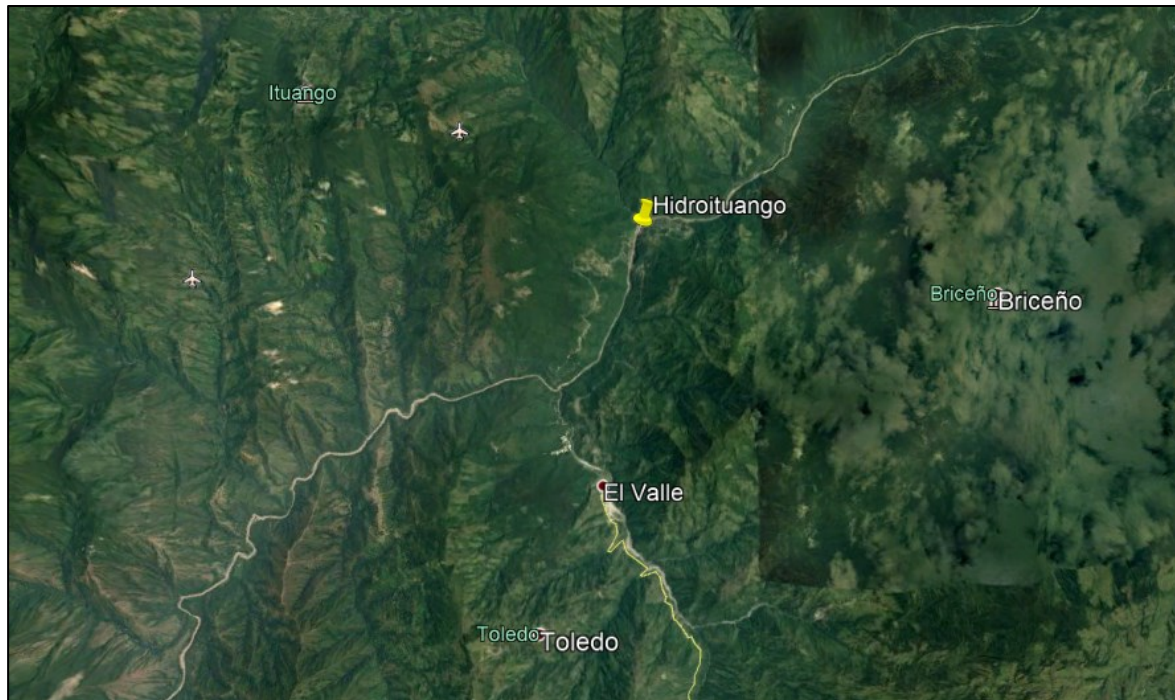


Figura 1.1: Ubicación General Proyecto Hidroeléctrico Ituango

2. ANTECEDENTES

- a. **I-M-2194-034-HID-02-RO:** Memoria de Cálculo Hidráulico. Sistema Auxiliar de Desviación (SAD). Proyecto Hidroeléctrico Ituango. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 0, 28 de agosto de 2018.
- b. **D-PHI-034-TUN-EX-C-010-R1:** Plano del Sistema de Desviación del río. Sistema Auxiliar de Desviación (SAD). Túnel. Excavaciones. Secciones típicas. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 1. Julio de 2015.
- c. **ALINEAMIENTO GAD.** Archivo CAD con el alineamiento en planta de la GAD.
- d. **CaudalesNiveles_2018.xlsx.** Planilla Excel con los niveles de agua en el embalse (Ataguía N°1) Ituango desde el 13 de enero de 2018 hasta el 27 de agosto de 2018.
- e. **Listado De Secciones.xlsx.** Planilla Excel con el listado de áreas medidas del túnel desde PK 0+450 al PK 0+800 en secciones separadas en promedio un metro unas de otras.

3. OBJETIVOS Y DIVISIÓN DEL INFORME

El objetivo de este estudio corresponde en caracterizar la geometría real del túnel de desvío para posteriormente determinar las características hidráulicas del flujo a las que se enfrentó la Galería Auxiliar de Desvío (GAD) los días previos al colapso.

El objetivo específico del presente informe corresponde en, a partir de las características geométricas e hidráulicas, realizar un análisis hidráulico y de las posibles causas que habría gatillado el colapso del túnel de la GAD.

Este estudio contempla el análisis de las siguientes obras, cuya descripción se realizará en el numeral 4 del presente informe:

- Portal de Entrada Túnel de la GAD.
- Túnel de Desvío de la GAD.

En forma complementaria se adjuntan los siguientes Anexos:

Anexo 1: Memoria de Cálculo Hidráulico

El Anexo N°1 contiene la siguiente memoria de cálculo hidráulico para el análisis:

- 704-18-OT-00-MC-HI-001: Modelo Hidráulico 3D del Túnel de Desvío de la Galería Auxiliar de Desviación (GAD).

Anexo 2: Minutas Técnicas

El Anexo N°2 contiene las siguientes minutas técnicas complementarias para el análisis:

- 704-18-OT-00-MT-HI-001: Minuta Técnica de Cálculo de la Rugosidad Hidráulica de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).
- 704-18-OT-00-GT-HI-001: Minuta Técnica de Cálculo de las Subpresiones en el Macizo Rocosos de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).
- 704-18-OT-00-MT-HI-002: Minuta Técnica de Cálculo de la Erodabilidad de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).

4. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

La GAD tenía como objetivo realizar un nuevo 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. Para lo anterior se construyó un nuevo portal y túnel de desvío.

El túnel de desvío de la GAD se excavó mediante el método *Drill & Blast* en roca sin revestir, con una sección transversal tipo medio-punto, la que tiene un diámetro nominal 14,0 m. Dicho túnel tiene una longitud aproximada hasta la zona de bifurcación de 0,7 km, con una pendiente fija de 0,25%. La cota inicial de fondo del túnel corresponde a 212,84 m s.n.m.

El portal de entrada del túnel consiste en un perfilamiento del lecho del cauce a la cota 216 m s.n.m. de 32 m de ancho basal, el que empieza a descender con un talud de 10:1 (H:V) hasta empalmar con el embudo de transición desde el portal hacia el túnel, con una transición de ancho basal de 32,0 a 19,2 m.

Por último, para unir las obras existe una transición elíptica de 7 m de eje mayor, y 2,3 m de eje menor, la que transita desde el portal de entrada hasta el inicio del túnel de desvío.

Un esquema del portal de entrada y de la sección transversal nominal del túnel se presenta a continuación en la Figura 4.1.

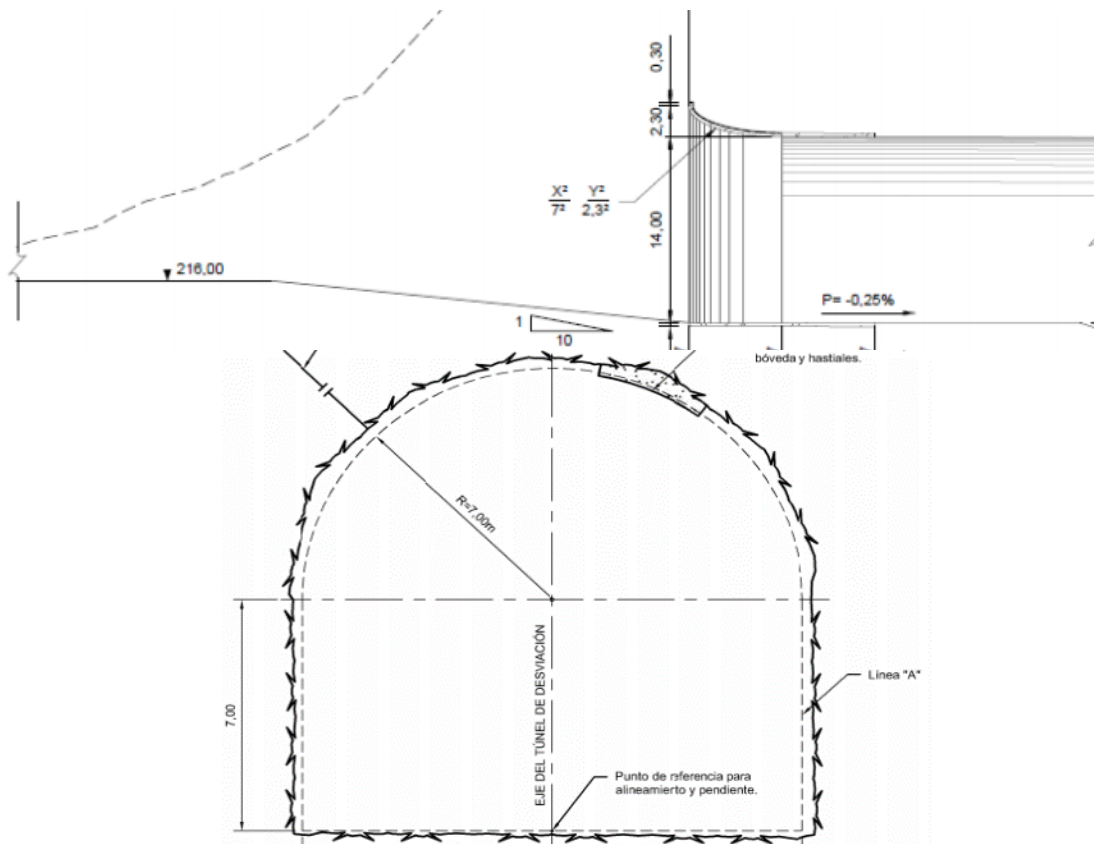


Figura 4.1: Portal de Entrada (arriba) y Sección Tipo Túnel (abajo)

5. SECCIÓN REAL Y RUGOSIDAD HIDRÁULICA

A partir de los datos de medición de secciones en el túnel [Ant.: 2.e], primeramente se realizó un análisis estadístico para estimar la frecuencia acumulada de las áreas de las secciones transversales. Dicho análisis arrojó que las frecuencias acumuladas del túnel son las siguientes:

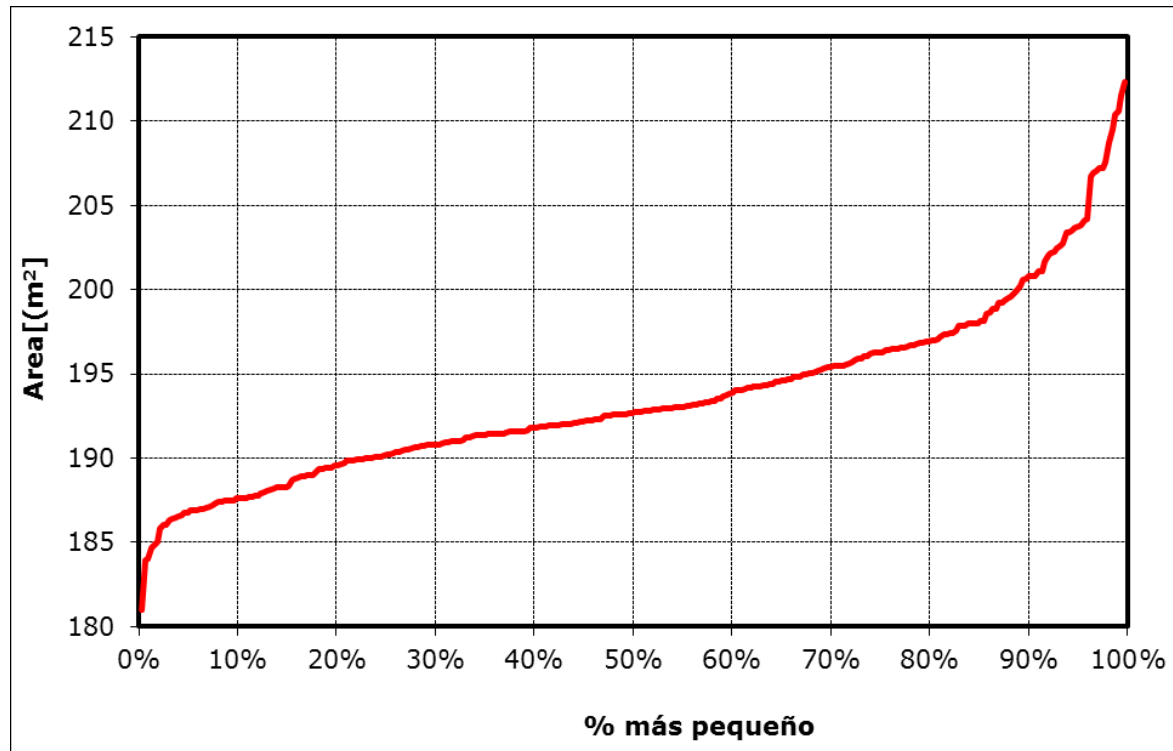


Figura 5.1: Frecuencia Acumulada del Área de las Secciones Transversales

En base a los resultados de frecuencias acumuladas, se estimó que el diámetro medio de la sección real excavada es de 14,69 m. Dicho diámetro será utilizado posteriormente como valor para el diámetro del túnel del modelo hidráulico 3D.

Posteriormente se realizó una revisión de la literatura para la estimación de la rugosidad hidráulica absoluta equivalente y, por ende, el factor de fricción. Los parámetros anteriores fueron estimados a partir de los métodos de Rahm, Huval, Huval Modificado 1, Huval Modificado 2, Priha y Reinius. Los valores estimados para el factor de fricción fueron entre 0,0394 y 0,0508, con un valor promedio de 0,0430.

Finalmente, y en base al análisis estadístico y revisión literaria realizada, se recomienda un valor de rugosidad de Nikuradse de 16,5 cm, lo que equivale a un factor de fricción de 0,0394 y un coeficiente de Manning asociado de 0,0278.

Los cálculos y consideraciones realizadas para la obtención de dichos resultados se presentan en el **Anexo 2**.

6. MODELO HIDRÁULICO 3D

Para la estimación de las características del escurrimiento en el túnel del GAD se utilizó el modelo numérico Open-FOAM, el que permite resolver las ecuaciones de Navier-Stokes en 3D con modelos de turbulencias.

A partir de la información contenida en los planos y memorias recibidas como antecedentes, se reconstruyó la geometría del portal y túnel del GAD. El modelo fue construido desde el inicio de la grada de bajada del portal del túnel, hasta 300 m aguas abajo del fin de la primera curva del túnel (aproximadamente 20 diámetros), considerando una sección del túnel tipo medio-punto con un diámetro de 14,69 m.

La discretización y mallado del modelo cuenta con alrededor de 330.000 elementos hexaédricos cuyo volumen medio de elemento es de aproximadamente $0,125 \text{ m}^3$ definiendo una discretización más refinada en las paredes del túnel, y más gruesa en las zonas más alejadas de la entrada al túnel (portal).

Para el análisis se consideraron dos (2) escenarios, correspondientes al caudal mayor y menor ocurrido los días previos al colapso, equivalente a valores de $1.760 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1.050 \text{ m}^3/\text{s}$. Para cada escenario se consideraron 3 secciones de análisis, en donde se consideró como sección crítica la sección que equivale al fin de la primera curva.

Como condiciones de borde se utilizaron los valores de caudal, niveles de energía y valores de rugosidad estimados. Los niveles de energía fueron estimados en base a los niveles de embalse y sus caudales asociados, y la pérdida de carga friccional y singular estimadas para cada escenario.

En base a todas las consideraciones anteriores, se estimaron las características hidráulicas del flujo para ambos escenarios, obteniéndose valores para cada sección de análisis velocidad de escurrimiento media y máxima, esfuerzos de corte en la sección crítica, entre otros. Se analizaron también otros fenómenos como ingreso de aire en el túnel.

Los resultados obtenidos en el modelo hidráulico mostraron que:

- Dadas las condiciones de borde, rugosidad y diámetro equivalente establecidos en los documentos técnicos, se verificaron los niveles de la poza aguas arriba del túnel de la GAD, obteniéndose errores menores al 2%.
- Se apreció en la sección crítica que el flujo se concentra por el lado externo de la curva tanto lo que genera mayores velocidades y esfuerzos de corte por dicho sector. Debido a lo anterior, se considera que el lado externo de la sección crítica es el más susceptible a proceso de erodabilidad que el resto del túnel.
- En el caso particular del Escenario N°2 ($Q=1.050 \text{ m}^3/\text{s}$), se observó ingreso de aire desde el portal hacia el túnel durante el transcurso de la simulación, consecuente con lo estimado por literatura. Lo anterior puede generar problemas de cavitación debido a la implosión de burbujas de aire al pasar de presión atmosférica a zonas de mayor presión.
- En base a los resultados del modelo, se recomendó realizar un análisis de la capacidad de erodabilidad del escenario N°1 ($Q=1.760 \text{ m}^3/\text{s}$) ocurrido los días previos al colapso del túnel de la GAD ($Q=1.760 \text{ m}^3/\text{s}$), con énfasis en el lado externo de la curva en la sección crítica, en donde se presentaron las condiciones más desfavorables.

Las consideraciones realizadas para la elaboración del modelo 3D y sus resultados se presentan en el **Anexo 1**.

7. ANÁLISIS POTENCIA UNITARIA

En base a los resultados obtenidos del modelo hidráulico numérico 3D, se calculó la potencia unitaria del flujo dentro del túnel en especial en la sección crítica (aguas abajo de fin de curva) de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).

La potencia unitaria del fluido a través de aproximaciones empíricas y a través de la fuerza traxtriz, para la sección crítica, obteniéndose un valor máximo de 5,2 kW/m² en el sector de la bóveda de la sección crítica.

Los cálculos y consideraciones realizadas para la obtención de los resultados de la potencia unitaria se presentan en el **Anexo 2**.

8. ANÁLISIS DE SUBPRESIONES EN MACIZO ROCOSO

Para la estimación de las de las subpresiones desarrolladas en el macizo rocoso del túnel se utilizó el modelo numérico de flujo transiente en medios porosos del software Slide de Rock Science 6.0, el que permite resolver la ecuación de Richards en 2D.

A partir de la información contenida en los planos y memorias recibidas como antecedentes, se reconstruyó la geometría de túnel, considerando el diámetro medio estimado en 14,69 m y un eje de simetría para simplificar el modelo. Debido al método constructivo, Drill & Blast, se consideró que existe una zona de 2 m desde el borde del túnel que corresponde a roca con mayor grado de fracturamiento, mientras que el resto del modelo se consideró como roca sana.

La condición de borde aplica corresponde a la variación de presión (piezométrica) al interior del túnel en función del tiempo, de acuerdo con los niveles medidos y entregados como antecedentes [Ant.: 2.d], aplicados a la sección crítica del túnel.

Los resultados mostraron que la diferencia de presiones que se desarrolla al interior del macizo rocoso en función de la presión al interior del túnel no es suficiente para generar desprendimientos de bloques.

Los cálculos y consideraciones realizadas para la obtención de los resultados de subpresión se presentan en el **Anexo 2**.

9. CONCLUSIONES

A lo largo del presente informe se han obtenido las siguientes conclusiones respecto al colapso del túnel de la Galería Auxiliar de Desvío.

- El análisis estadístico de frecuencias acumuladas realizado para las secciones transversales, mostró que el diámetro medio de la sección real excavada es de 14,69 m, mientras que la revisión de la literatura realizada estimó un valor de rugosidad de Nikuradse equivalente a 16,5 cm.
- Los resultados del modelo hidráulico numérico 3D mostraron una concentración de velocidades y esfuerzos de corte por el costado externo de la curva del túnel, los que se concentran en la sección final de la curva, la que se considera la sección crítica para el análisis. Se recomendó a partir de los resultados obtenidos realizar un análisis de erodabilidad en la sección crítica del túnel de la Galería Auxiliar de Desvío correspondiente al fin de curva.
- El análisis de la potencia unitaria calcula en el túnel, en especial en la zona de la bóveda por el lado exterior de la curva alcanza un valor de 5,2 kW/m². La

potencia unitaria máxima calculada corresponde al caudal estimado en 1.760 metros cúbicos por segundo con el nivel del embalse a la elevación 262,15 m.

- El modelo mostró que la diferencia de presiones que se desarrolla al interior del macizo rocoso en función de la presión al interior del túnel no es suficiente para generar desprendimientos de bloques. No obstante, si la variación de presiones dentro del túnel presenta variaciones mayores a las impuestas por el nivel del embalse y las pérdidas propias del escurrimiento podría poner en riesgo la estabilidad de zonas fracturas del macizo.
- Especial atención hay prestar al flujo de agua aire que se produjo entre los días 22 al 28 de abril de 2018. Dado que el nivel en el embalse presentaba en un nivel relativamente bajo, esto permitió la entrada de aire al túnel, generándose un flujo pulsante (*unstable slug flow*).
- Finalmente hay prestar atención, dado el tipo de fracturamiento o foliación del macizo rocoso, a la teoría del bloque clave (*Keyblock theory*), según se explica en el libro Scour Technology de G.W. Annandale.



PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO

MODELO HIDRÁULICO 3D TÚNEL DE DESVÍO DEL SISTEMA AUXILIAR DE DESVIACIÓN

704-18-OT-00-MC-HI-001

PARA APROBACIÓN MANDANTE	29.10.2018	C
PARA REVISIÓN MANDANTE	24.10.2018	B
PARA REVISIÓN INTERNA	23.10.2018	A
REVISIÓN	FECHA REVISIÓN	Nº REVISIÓN
PREPARÓ	Raimundo Rodríguez T.	
REVISÓ	Roberto Lüders R.	
APROBÓ	Roberto Lüders R.	

PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO

MODELO HIDRÁULICO 3D

TÚNEL DE DESVÍO GAD

TABLA DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	DESCRIPCIÓN GENERAL PORTAL Y TÚNEL DE DESVÍO GAD	2
2.	ANTECEDENTES	3
3.	DESCRIPCIÓN MODELO NÚMÉRICO TRIDIMENSIONAL	4
3.1	GENERALIDADES	4
3.2	BASES TEÓRICAS DEL MODELO	4
3.2.1	Ecuaciones Hidrodinámicas	4
3.2.2	Flujo Bifásico	5
3.2.3	Modelo de Turbulencia	5
4.	MODELO HIDRÁULICO 3D	6
4.1	MODELO GEOMÉTRICO 3D	6
4.2	DISCRETIZACIÓN Y MALLADO VOF	7
4.3	CONDICIONES DE BORDE	7
4.4	SECCIONES DE ANÁLISIS	8
4.5	ESCENARIOS DE MODELACIÓN	8
4.6	TIEMPO DE SIMULACIÓN	8
5.	PÉRDIDA DE CARGA EN SISTEMA.....	9
5.1	PÉRDIDA DE CARGA FRICCIONAL	9
5.2	PÉRDIDA DE CARGA SINGULAR	10
5.3	PÉRDIDA DE CARGA TOTAL.....	10
6.	RESULTADOS DEL MODELO	11
6.1	ESCENARIO 1: CAUDAL 1.760 M ³ /S	11
6.2	ESCENARIO 2: CAUDAL 1.050 M ³ /S	15
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	19
8.	REFERENCIAS	20

PROYECTO HIDROELÉCTRICO ITUANGO MODELO HIDRÁULICO 3D TÚNEL DE DESVÍO GAD

1. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El proyecto Hidroeléctrico Ituango se ubica en el río Cauca, entre el municipio de Ituango y el corregimiento de Puerto Valdivia, en el departamento de Antioquia, Colombia. El proyecto consiste en una presa zonificada de suelos de aproximadamente 220 m de altura, el que posee un caudal de diseño por turbina de 169 m³/s, y una altura neta de caída aproximada de 197 m.

El mes de Abril del 2018, el túnel de desvío del Sistema Auxiliar de Desviación del proyecto sufrió un colapso, obstruyendo el paso de agua y peraltando los niveles en el embalse. Las causas de dicho colapso, hasta el minuto, son desconocidas.

A continuación, en la Figura 1.1, se muestra la ubicación general del proyecto hidroeléctrico Ituango.

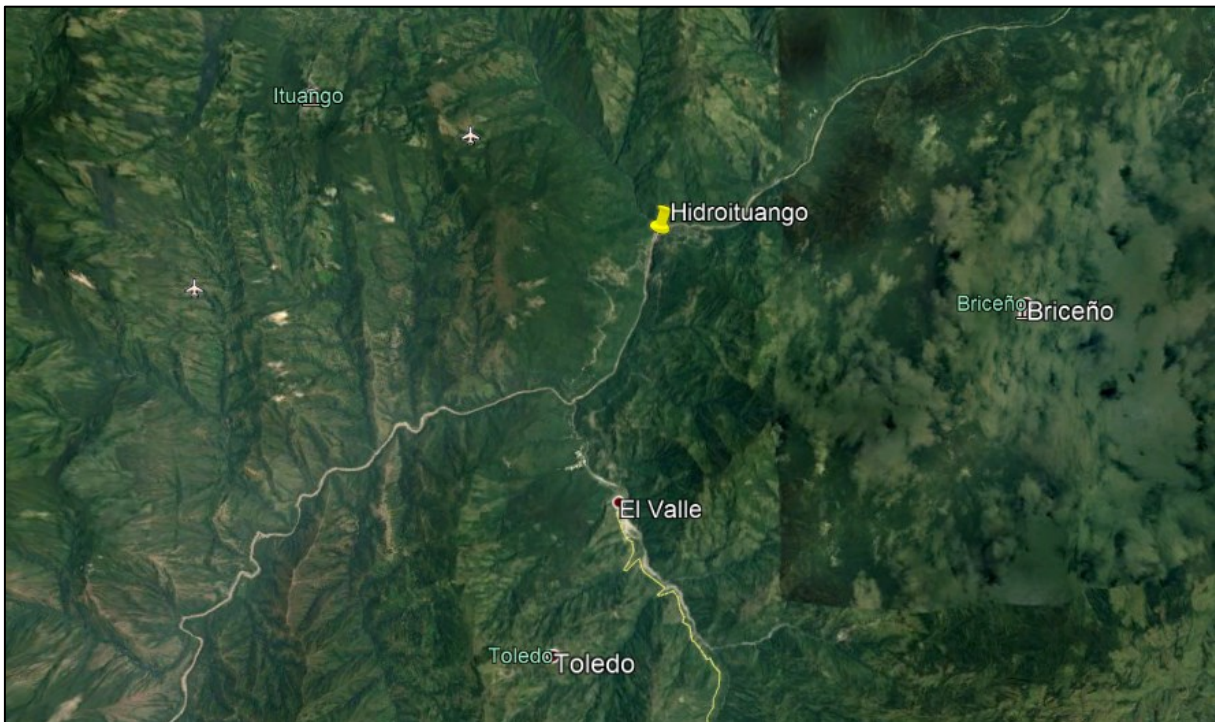


Figura 1.1: Ubicación General Proyecto Hidroeléctrico Ituango

El objetivo de la presente memoria de cálculo corresponde al análisis de las características hidráulicas del flujo en los días en que ocurrió el colapso del túnel de la Galería Auxiliar de Desviación (de ahora en adelante GAD), mediante la elaboración de un modelo hidráulico tridimensional. Los datos obtenidos en el presente documento servirán como antecedente para el análisis de las causas del colapso del túnel.

1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL PORTAL Y TÚNEL DE DESVÍO GAD

La GAD tenía como objetivo realizar un nuevo 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.

El túnel de desvío se excavó de sección medio-punto en roca de diámetro nominal 14,0 m, sin revestir. Dicho túnel tiene una longitud aproximada hasta la zona de bifurcación donde se ubicarían las compuertas de 0,7 km. De acuerdo con lo estimado [Ant.: 2.c], la sección realmente excavada tiene una sección de diámetro medio equivalente a 14,69 m.

El portal de entrada del túnel consiste en un perfilamiento del lecho del cauce a la cota 216 m s.n.m. de 32 m de ancho basal, el que empieza a descender con un talud de 10:1 (H:V) hasta empalmar con el embudo de transición desde el portal hacia el túnel, con una transición de ancho basal de 32,0 a 19,2 m.

Un esquema del portal de entrada y de la sección transversal del túnel se presenta a continuación en la Figura 1.2.

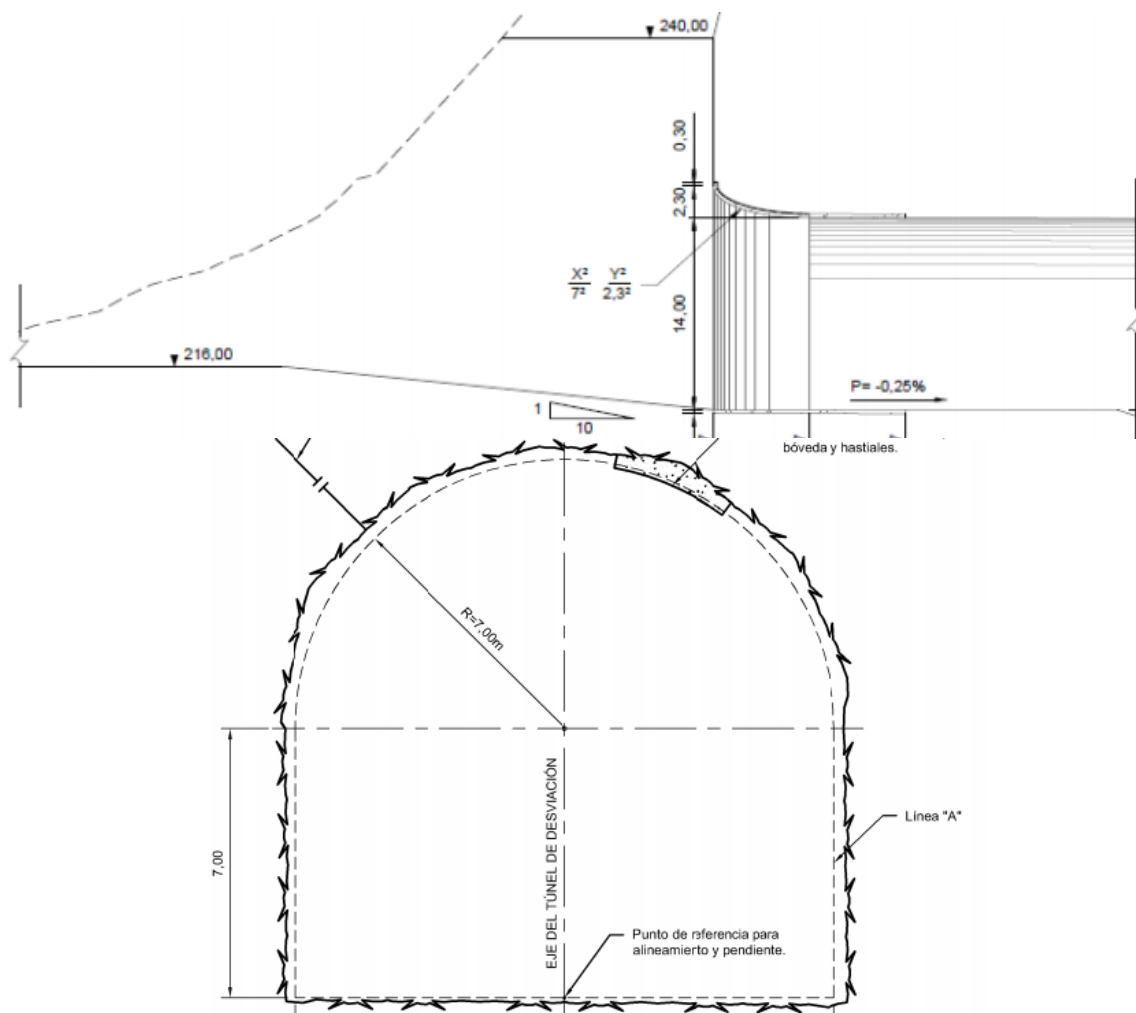


Figura 1.2: Portal de Entrada (arriba) y Sección Tipo Túnel (abajo)

2. ANTECEDENTES

- a. **Memoria de Cálculo Hidráulico Sistema Auxiliar de Desviación (I-M-2194-034-HID-0)**, elaborado por Integral en Agosto de 2018. De la referencia se obtienen las características geométricas del portal y el túnel del GAD. Además, se entrega la curva de descarga del portal de entrada del túnel, el que se presenta a continuación en la siguiente Figura:

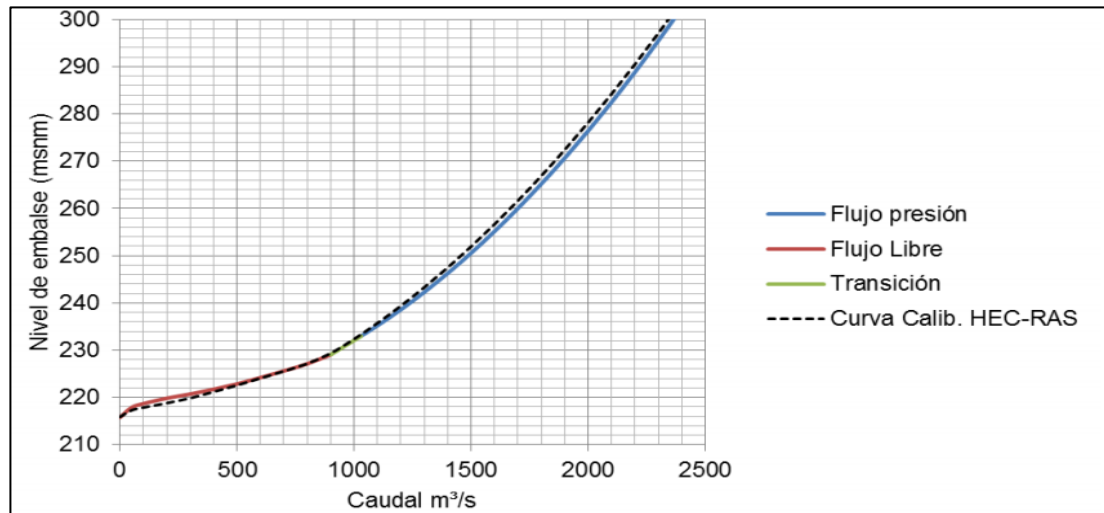


Figura 2.1: Curva de Descarga Portal de Entrada

- b. **Medición de Niveles Atagüa N°1 (CaudalesNiveles_2018.xlsx)**, enviado vía correo electrónico por Skava Consulting el día 10 de Octubre del 2018. En dicho archivo, se entregan los niveles medidos en la atagüa de desvío y caudales medidos en estaciones cercanas a las obras. A continuación, se presenta en la siguiente Figura los niveles medidos en la atagüa para la fechas del colapso del túnel.

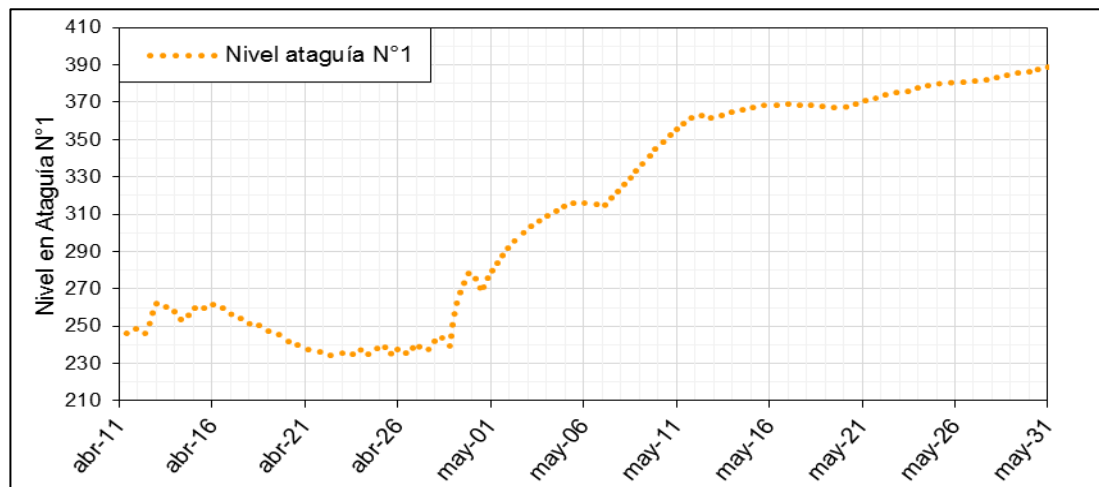


Figura 2.2: Curva de Descarga Portal de Entrada

- c. **Minutas Técnicas de Cálculo de Rugosidad Hidráulica del GAD (704-18-OT-00-MT-HI-001)**, elaborada por Edic Ingenieros en Octubre de 2018.

3. DESCRIPCIÓN MODELO NÚMÉRICO TRIDIMENSIONAL

3.1 GENERALIDADES

Para la modelación hidráulica en tres dimensiones se utilizará el programa de código abierto *OpenFoam* (**O**pen **F**ield **O**peration and **M**anipulation) el que permite resolver, entre otras cosas, problemas de mecánica de Fluidos Computacional, también conocido como CFD por sus siglas en inglés [Ref.: 8.a].

Para resolver las ecuaciones hidrodinámicas en tres dimensiones, el programa considera el método VoF (Volume of Fluid), en donde se estiman los valores de propiedades físicas del fluido como medias ponderadas en función de la fracción de volumen de los fluidos en una celda. Dichas propiedades físicas se calculan espacial y temporalmente mediante las ecuaciones de cantidad de movimiento, continuidad y energía (ecuaciones de Navier-Stokes), las que deben ser simplificadas mediante la realización de supuestos que permitan la resolución de las ecuaciones.

3.2 BASES TEÓRICAS DEL MODELO

3.2.1 Ecuaciones Hidrodinámicas

Las ecuaciones de Navier-Stokes para flujos turbulentos son resueltas en una geometría tridimensional para obtener los valores de presión y velocidad espacial y temporalmente. Se han tenido las siguientes consideraciones que simplifican las ecuaciones hidrodinámicas para la modelación 3D de la obra:

- Fluido incompresible.
- Fluido isotérmico.
- 2 Fluidos inmiscibles (agua, aire).

Luego, el modelo es resuelto por las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento:

$$\nabla U = 0$$

$$\frac{d(\rho U)}{dt} + \nabla(\rho U U) - \nabla \mu \nabla U - \rho g = -\nabla p - F_s$$

Donde,

U : Vector de velocidad.

ρ : Densidad del fluido (constante).

μ : Viscosidad cinemática del fluido.

F : Tensión superficial que ocurre en la interface de los fluidos (agua-aire).

Las ecuaciones anteriores están implementadas en el software OpenFoam, y son resueltas de manera iterativa espacial y temporalmente mediante el método de volúmenes finitos, teniendo en consideración los vectores y escalares definidos como condiciones de borde e iniciales del modelo.

3.2.2 Flujo Bifásico

Para la modelación de flujo bifásico (agua-aire), el programa OpenFOAM resuelve las siguientes expresiones adicionales a las ecuaciones hidrodinámicas:

$$\frac{d\alpha}{dt} + \nabla(U\alpha) = 0$$

$$\rho = \alpha \cdot \rho_{agua} + (1 - \alpha) \cdot \rho_{aire}$$

$$\mu = \alpha \cdot \mu_{agua} + (1 - \alpha) \cdot \mu_{aire}$$

Donde,

α : Fracción de fluido.

La fracción de fluido en OpenFOAM define que si el valor de α es 1, la celda representa un 100% de agua y 0% de aire, mientras que si α es 0, la celda está compuesta completamente de aire.

Como valor para identificar la superficie libre del agua, es usualmente aceptado utilizar un valor de α igual a 0,5 [Ref.: 8.b]. Para incorporación de aire, se ha utilizado un valor de α igual a 0,9 (fracción equivalente a un 10% de aire en la celda).

3.2.3 Modelo de Turbulencia

Los esquemas de turbulencia más utilizados para efectos de gran escala y alto número de Reynolds suele ser los RANS (Reynolds Average Navier-Stokes), debido a que muestran resultados adecuados y estables a un bajo costo computacional para aplicaciones de ingeniería a gran escala [Ref.: 8.b].

Los modelos de turbulencia RANS tradicionales sustituyen los valores fluctuantes de las ecuaciones por valores medios y ecuaciones adicionales que estiman dichas fluctuaciones. Lo anterior, si bien genera las ventajas antes descritas, tienen la desventaja de ser menos precisos en la estimación de jets asimétricos, separación de flujos, remolinos y flujos rotacionales, entre otros.

Para el estudio en cuestión se utilizará el modelo RNG k- ϵ (Re-Normalization Group k-epsilon), el que es ampliamente utilizado en problemas de gran escala y alta turbulencia debido a que remueve efectos de pequeña escala (paredes) de las ecuaciones gobernantes y los integra a gran escala. Además, este método obtiene estimaciones más precisas de separación de flujo, y flujos rotacionales y arremolinados con respecto a los otros métodos RANS [Ref.: 8.b y 8.c].

4. MODELO HIDRÁULICO 3D

4.1 MODELO GEOMÉTRICO 3D

A partir de la información contenida en los planos se reconstruye la geometría del portal y túnel de la GAD. El modelo fue construido desde el inicio de la grada de bajada del portal del túnel, hasta 300 m aguas abajo del fin de la primera curva del túnel. Se consideró la sección real excavada, equivalente a un diámetro de 14,69 m [Ant.: 2.c]. A continuación, se presenta un esquema del modelo geométrico utilizado.

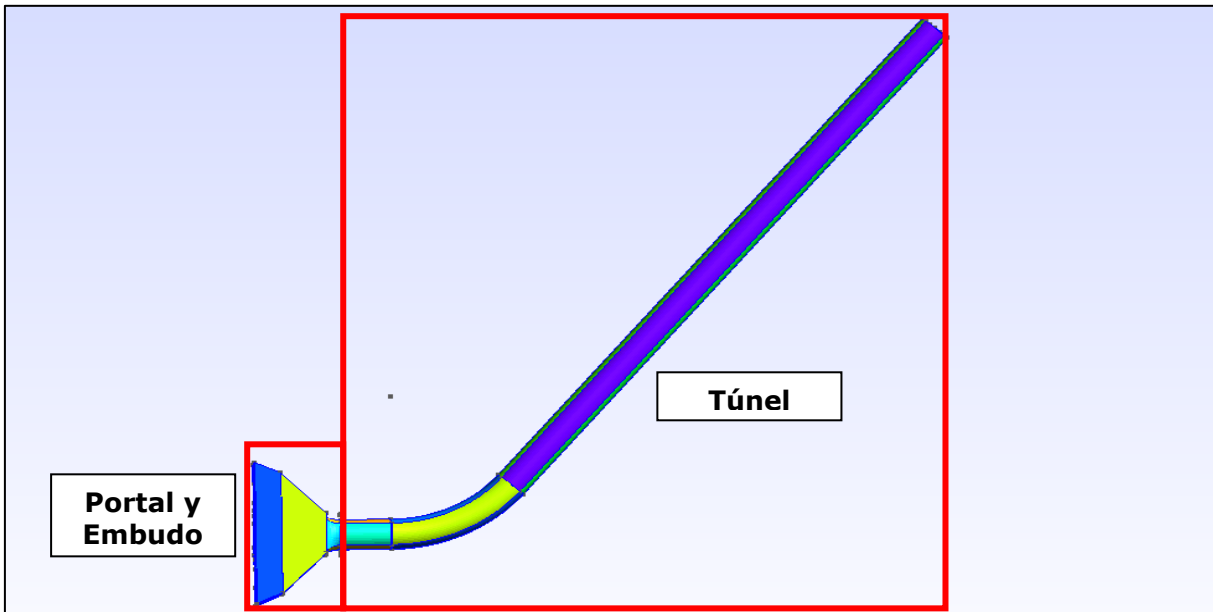


Figura 4.1: Modelo 3D Portal y Túnel Sistema Auxiliar de Desviación

Para la generación de la geometría, se tuvo especial cuidado con la geometría del portal de entrada y el embudo de transición, los que tienen geometrías especiales. A continuación se presenta un Figura en la que se muestra la definición de éstas obras.

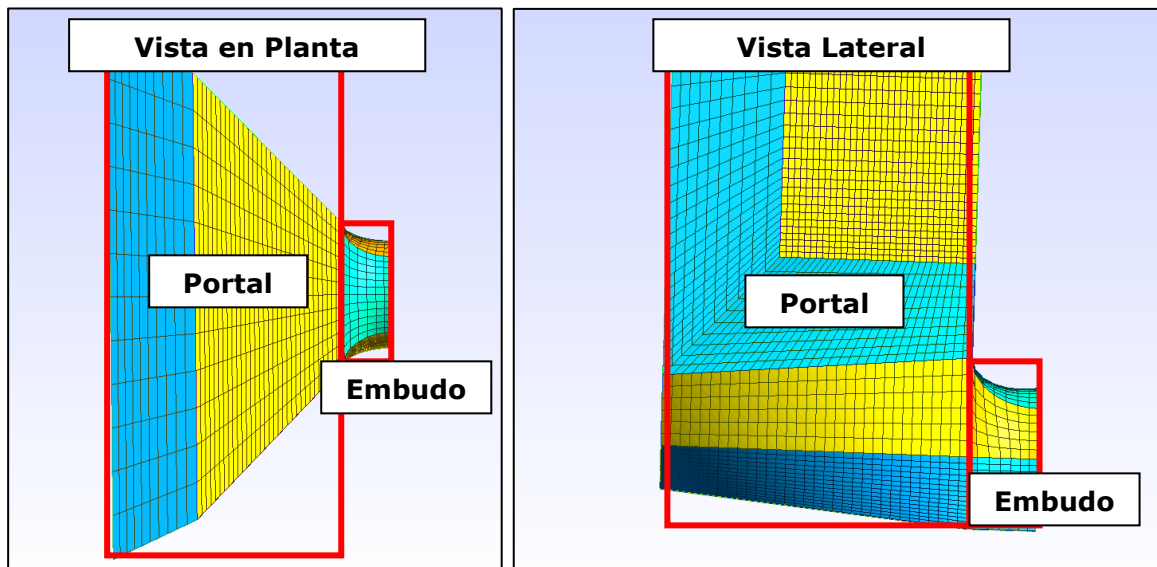


Figura 4.2: Modelo 3D Portal de Entrada y Embudo de Transición

4.2 DISCRETIZACIÓN Y MALLADO VOF

Para discretizar el modelo y efectuar los cálculos en el software se recurre a un mallado del volumen interior del tipo estructurado con elementos hexaédricos, de manera de obtener un buen ajuste a la geometría del proyecto.

El mallado es efectuado de manera de evitar concentraciones de puntos, elementos con grandes diferencias de tamaño o elementos muy pequeños, que inducen a error e inestabilidad numérica en el cálculo. El modelo cuenta con alrededor de 330.000 elementos hexaédricos cuyo volumen tipo para un elemento es de aproximadamente $0,125 \text{ m}^3$ definiendo una discretización más refinada en las paredes del túnel, y más gruesa en las zonas más alejadas de la entrada al túnel.

En la Figura 4.3 se muestra una vista en planta y una sección transversal del túnel que muestra el mallado utilizado para la GAD. El Mallado de la zona del portal y embudo se presentó en la Figura 4.2.

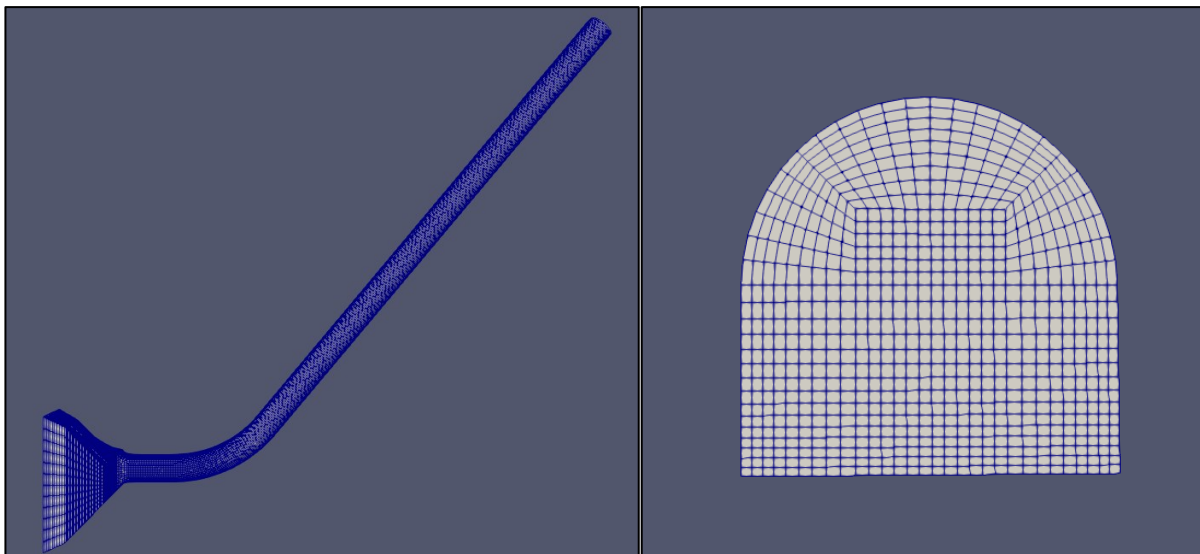


Figura 4.3: Mallado Volúmenes

4.3 CONDICIONES DE BORDE

Para las condiciones de borde del modelo se utilizan los datos disponibles de curva de descarga y niveles mínimo y máximo en la ataguía N°1 ocurridos en los días en torno al evento, y los caudales asociados a dichas cotas [Ant.: 2.a y 2.b].

Luego, se han definido las siguientes condiciones de borde para el modelo hidráulico 3D, acorde a los antecedentes del proyecto:

Condición de borde aguas arriba	Caudal de entrada constante.
Condición de borde aguas abajo	Nivel de energía estimado (Acápite 5).
Condición de borde paredes	Rugosidad (hormigón o roca) y modelo de turbulencia.
Condición de borde superior (portal)	Presión Atmosférica.

El nivel de la poza en el portal de entrada será calculado por el programa en función a las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo.

4.4 SECCIONES DE ANÁLISIS

Para la obtención de resultados del modelo numérico, se analizarán las siguientes secciones:

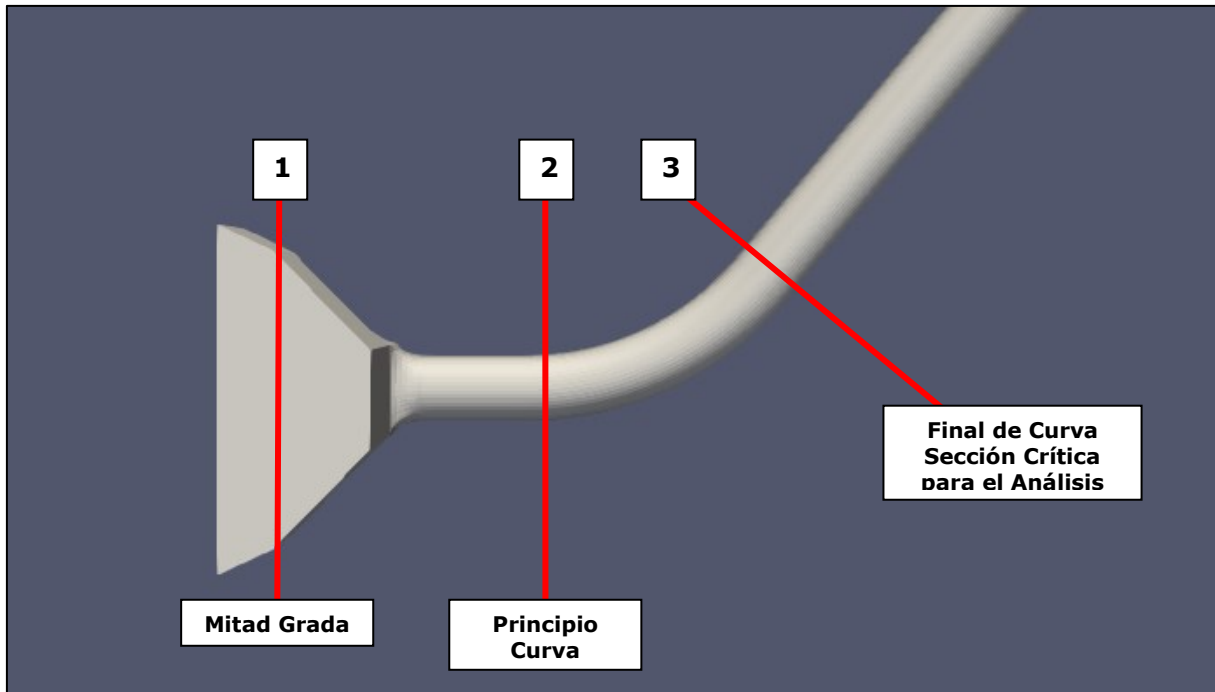


Figura 4.4: Secciones de Análisis

4.5 ESCENARIOS DE MODELACIÓN

Se simulan distintos escenarios para la simulación de las condiciones hidráulicas en la obra los días previos al colapso. Cada uno de los escenarios es modelado utilizando las condiciones de borde previamente descritas.

En total, se modelan dos (2) escenarios para el análisis:

- Escenario 1:
 - Nivel Máximo $Z_{poza} = 262,15$ m s.n.m.
 - Caudal Asociado $Q = 1.760$ m³/s.
- Escenario 2:
 - Nivel Mínimo $Z_{poza} = 234,30$ m s.n.m.
 - Caudal Asociado $Q = 1.050$ m³/s.

Para cada escenario se estimará las propiedades hidráulicas para las secciones previamente definidas, de manera de conocer las condiciones de escurrimiento en ambos casos. Se identificarán también posibles singularidades como ingreso de aire al sistema en presión, o cualquier otro que se estime necesario para el análisis del evento.

4.6 TIEMPO DE SIMULACIÓN

El tiempo máximo de simulación del modelo hidráulico fue escogido de manera tal que la simulación consiga converger a un estado estacionario, por lo que se utilizó un valor de **200 segundos** para ambos escenarios, con impresión de resultados cada 0,5 segundos y discretización de tiempo de acuerdo con el criterio de Courant, el que es estimado automáticamente por OpenFOAM.

5. PÉRDIDA DE CARGA EN SISTEMA

Se estima el nivel energético aguas abajo del modelo considerando el nivel estimado en la poza de acuerdo con las mediciones realizadas los días previos al colpaso del túnel, asociados a un caudal máximo de 1.760 y 1.050 m³/s, y la pérdida de carga friccional y singular asociadas.

A continuación se presenta la estimación de pérdida de carga friccional y singular, y los niveles de energía estimados como condición de borde aguas abajo.

5.1 PÉRDIDA DE CARGA FRICCIONAL

La pérdida de carga friccional unitaria J de la obra se calcula de acuerdo con de Darcy-Weisbach:

$$J = \left(\frac{f}{D_H} \right) \cdot \frac{U^2}{2g}$$

Mientras que la pérdida friccional total se puede estimar de acuerdo con la siguiente relación:

$$P_f = J \cdot L$$

Donde:

f : factor de fricción [-]

U : velocidad media en el túnel [m/s]

D_H : Diámetro hidráulico del túnel (diámetro equivalente) [m]

L : longitud del túnel [m]

Tanto el diámetro equivalente como el factor de fricción del túnel fueron estimados en el Antecedente 2.c, en donde se indican valores de 14,69 m para el diámetro, y de 0,0394 para el factor de fricción de la roca.

Por otra parte, la longitud entre el inicio del túnel (fin del embudo) hasta el punto final de análisis de la modelación (300 m aguas abajo del fin de curva) se estimó igual a 390,68 m.

Luego, la pérdida de carga friccional en el túnel de desvío de la GAD se estimó considerando su sección transversal real, longitud, rugosidad y velocidad media, tal como se presenta en Cuadro 5.1.

Cuadro 5.1: Pérdida Friccional (P_f) en Túnel GAD

Escenario	D_h [m]	L [m]	U [m/s]	f [-]	P_f [m]
1) Q=1.760 m ³ /s	14,69	390,68	9,13	0,0394	4,45
2) Q=1.050 m ³ /s	14,69	390,68	5,45	0,0394	1,58

5.2 PÉRDIDA DE CARGA SINGULAR

La pérdida de carga singular se expresa como:

$$P_s = K_s \cdot \frac{U^2}{2g}$$

Donde:

U : velocidad media en la tubería [m/s]

K_s : coeficiente de pérdida de carga singular [-]

Para el caso particular del túnel de desvío, se distingue una pérdida singular de carga por contracción de entrada, debido al embudo que une el portal con el túnel. De acuerdo con la literatura especializada [Ref.: 8.g], el valor del coeficiente de pérdida singular para una transición de muros cilíndricos, similares a la transición tipo embudo elipsoidal del túnel, tiene un valor de $K=0,15$.

Luego, la pérdida de carga singular en el túnel de desvío de la GAD se estimó considerando el coeficiente de pérdida singular y la velocidad media al interior del túnel, tal como se presenta en Cuadro 5.2.

Cuadro 5.2: Pérdida Singular (P_s) en Túnel GAD

Escenario	U [m/s]	K [-]	P_s [m]
1) $Q=1.760 \text{ m}^3/\text{s}$	9,13	0,15	0,64
2) $Q=1.050 \text{ m}^3/\text{s}$	5,45	0,15	0,23

5.3 PÉRDIDA DE CARGA TOTAL

En el Cuadro 5.3 se presentan los resultados de las pérdidas totales para el caso de calibración considerando la pérdida friccionales y singulares en la GAD.

Cuadro 5.3: Pérdida Total (P_t) y Niveles de Energía (ZB)

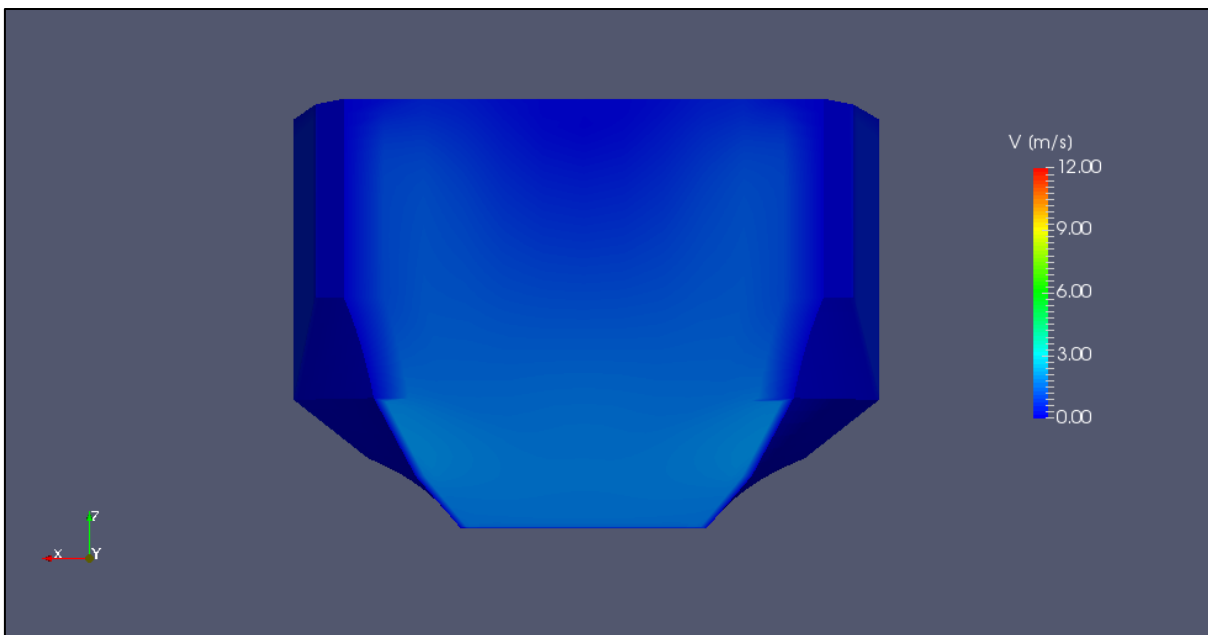
Escenario	P_f [m]	P_s [m]	P_t [m]	$ZB_{embalse}$ [m s.n.m.]	$ZB_{aguas\ abajo}$ [m s.n.m.]
1) $Q=1.760 \text{ m}^3/\text{s}$	4,45	0,64	5,09	262,15	257,06
2) $Q=1.050 \text{ m}^3/\text{s}$	1,58	0,23	1,81	234,30	232,49

Luego, se utilizarán los niveles de energía estimados en el modelo numérico como condiciones de borde por aguas abajo. Luego, el nivel del embalse quedará definido por el caudal de entrada, y la condición de borde por aguas abajo, por lo que se recreará y verificará el nivel aguas arriba del túnel.

6. RESULTADOS DEL MODELO

6.1 ESCENARIO 1: CAUDAL 1.760 M³/S

A continuación, en la Figura 6.1, Figura 6.2 y Figura 6.3, se presentan de manera gráfica los resultados obtenidos de velocidad en el modelo 3D para las secciones de análisis de la Galería Auxiliar de Desviación.



**Figura 6.1: Velocidad en Sección (1) Vista hacia Aguas Arriba - Escenario 1 (t=200 s)
Se Muestra Velocidad Únicamente en Zona con Agua**

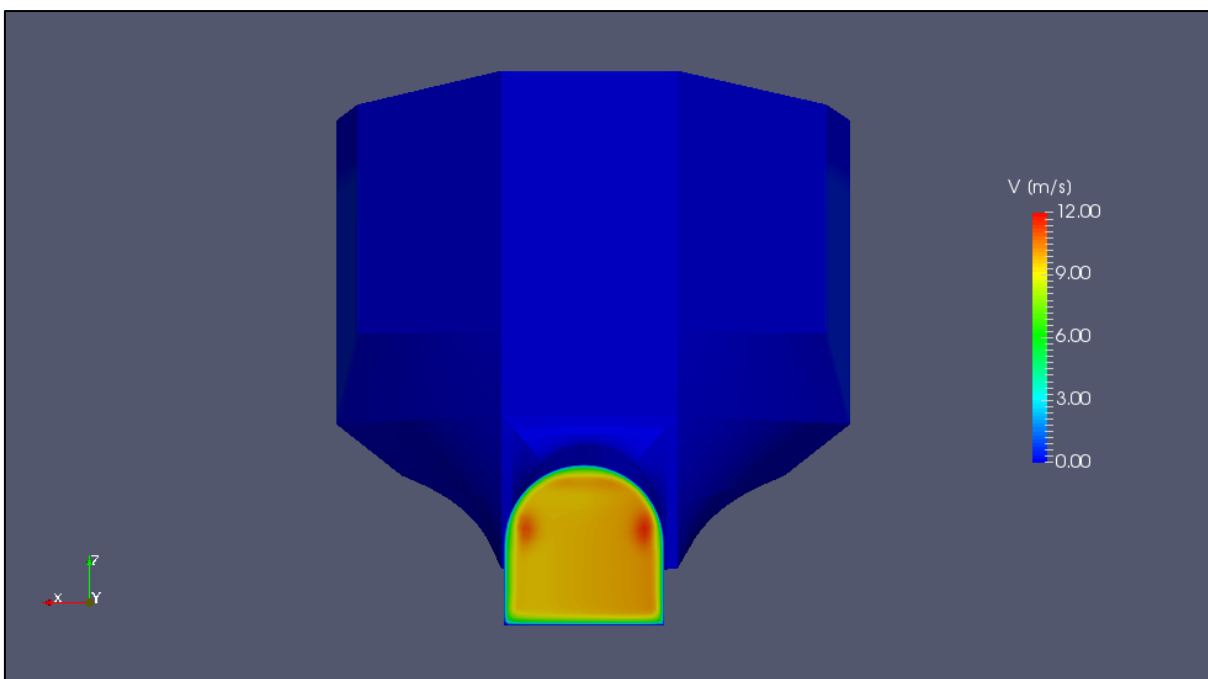


Figura 6.2: Velocidad en Sección (2) Vista hacia Aguas Arriba – Escenario 1 (t=200 s)

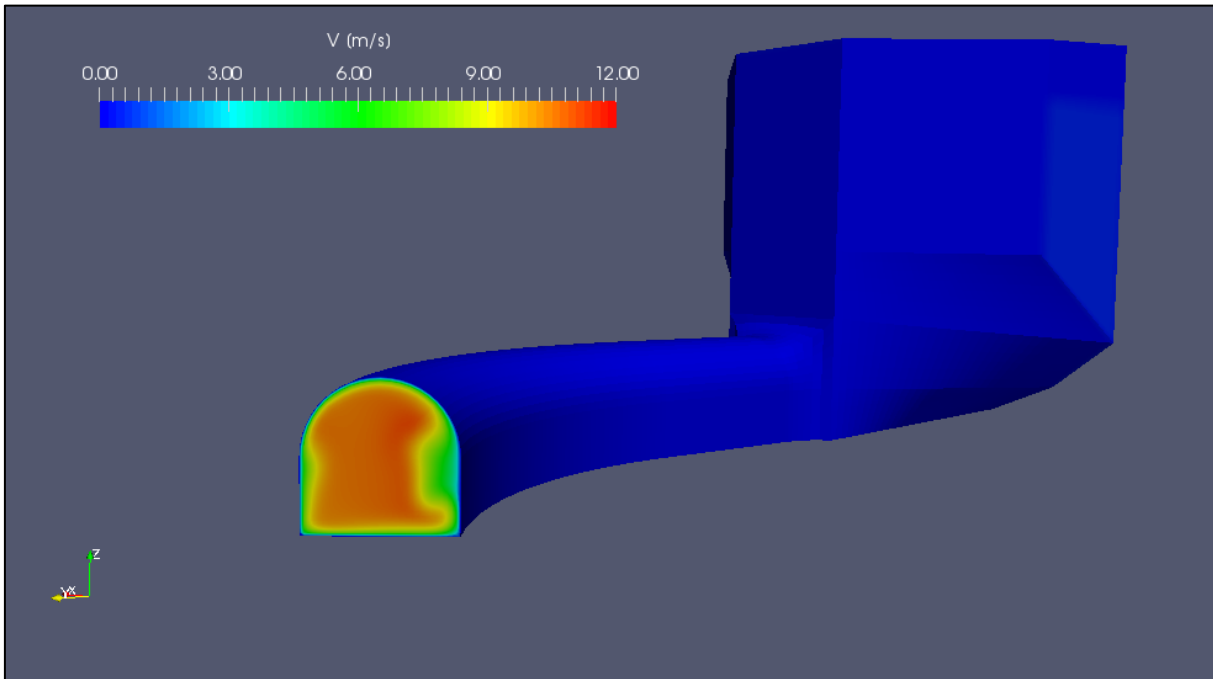


Figura 6.3: Velocidad en Sección (3) Vista hacia Aguas Arriba – Escenario 1 (t=200 s)

Una vez alcanzada la condición de régimen permanente, se observa que el punto crítico de la modelación se encuentra al costado externo deñ fin de curva, en la bóveda a 11 m sobre el nivel de radier. Se realizó un análisis de la variación en el tiempo de la velocidad para el punto crítico de la bóveda (Sección 3) desde el tiempo t=200 a t=210 segundos, con tiempos de escritura de 0,1 s, el que se presenta a continuación en la siguiente Figura. Se obtiene una velocidad promedio de 10,38 m/s con prácticamente nulas fluctuaciones.

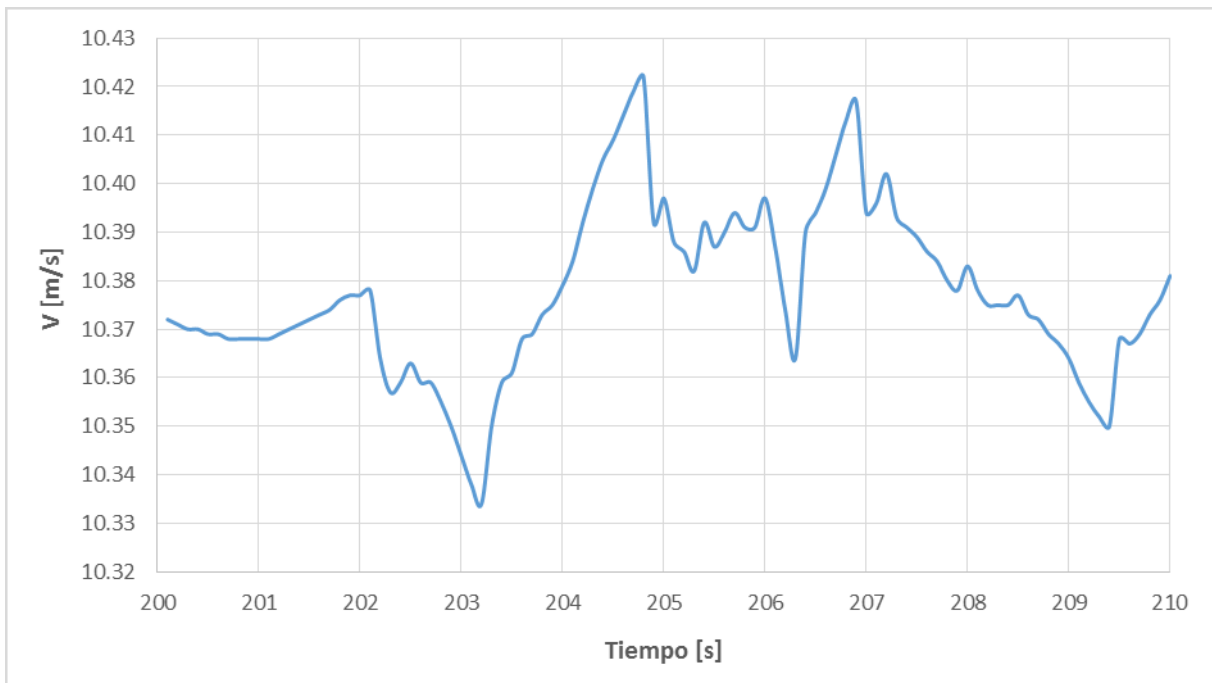
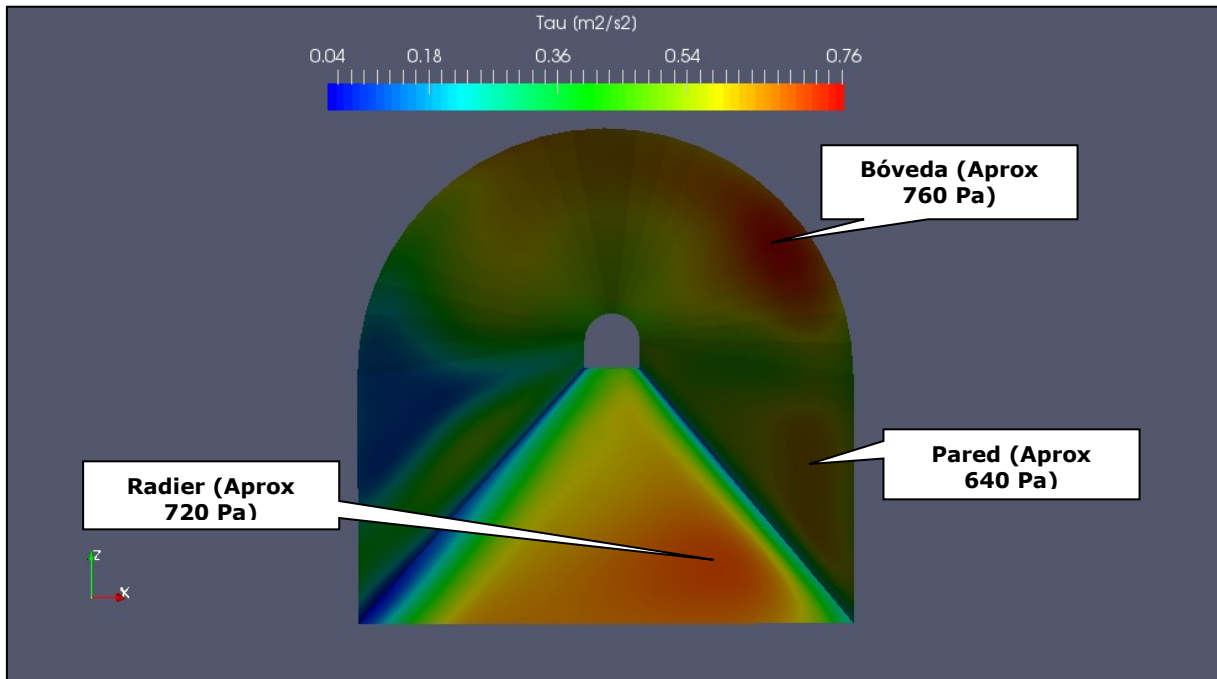


Figura 6.4: Velocidades en Punto Crítico para t=200 a 210 – Sección (3)

Se obtuvo también el esfuerzo de corte (τ) que produce el escurrimiento sobre las paredes y radier de la sección (3). A continuación, en la Figura 6.5, se presentan los resultados de esfuerzo de corte sobre las paredes del túnel con vista aguas abajo de la sección (3). Se observa inmediatamente aguas abajo de dicha sección valores máximos de esfuerzo de corte de aproximadamente 760 Pa en la bóveda, de 720 Pa en el radier y de 640 Pa en la pared exterior de la sección.



**Figura 6.5: Esfuerzo de Corte en Paredes y Radier de Sección (3)
Vista Hacia Aguas Abajo Escenario 1 (t=200)**

Se realizó un análisis de la variación en el tiempo de los resultados del esfuerzo de corte para el punto crítico de la bóveda (Sección 3) desde el tiempo t=200 a t=210 segundos, el que se presenta a continuación en la siguiente Figura:

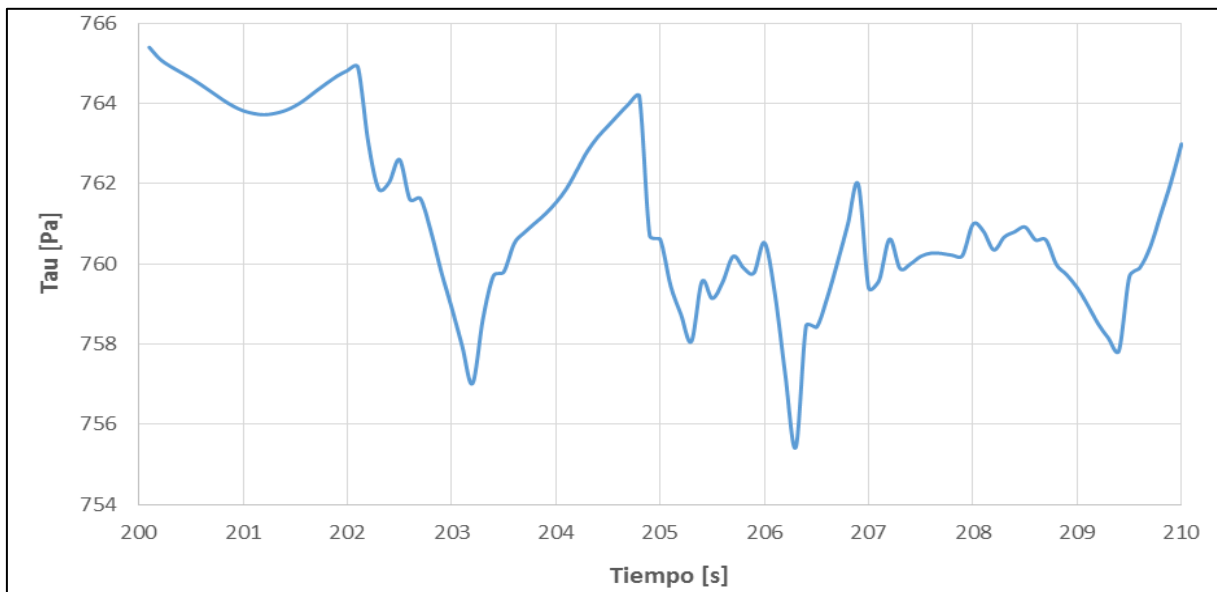


Figura 6.6: Esfuerzo de Corte en Punto Crítico para t=200 a 210 – Sección (3)

De la Figura se observa que los esfuerzos de corte en la zona de máxima solicitud varían entre 755,4 y 765,4 Pascal, con un valor promedio de 761,2 Pascal.

Además, se realizó un análisis de la variación en el tiempo de presiones para el punto crítico de la bóveda (Sección 3) desde el tiempo $t=200$ a $t=210$ segundos, el que se presenta a continuación en la siguiente Figura:

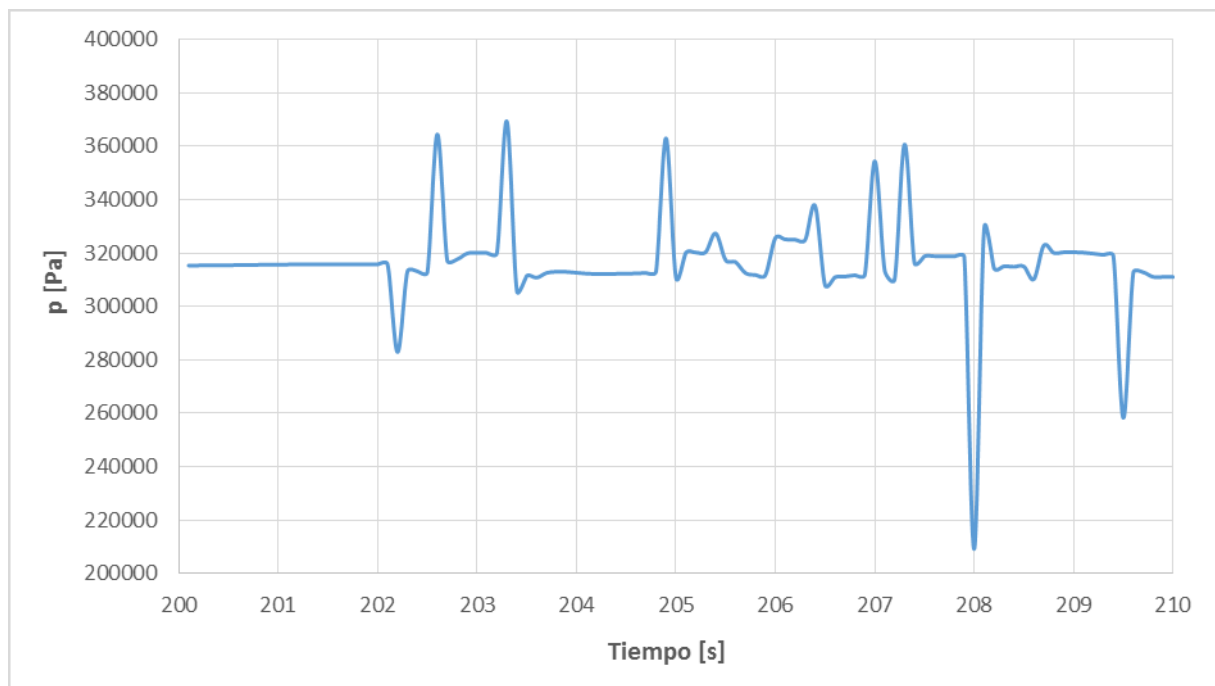


Figura 6.7: Fluctuación de Presiones en Punto Crítico para $t=200$ a 210 – Sección (3)

De la Figura se observa que las presiones de corte en la zona de máxima solicitud varían entre 209,2 y 369,3 kPa, con un valor promedio de 316,4 kPa.

Por último, en el Cuadro 6.1, se presenta un resumen de las características hidráulicas del escurrimiento para cada sección en régimen permanente.

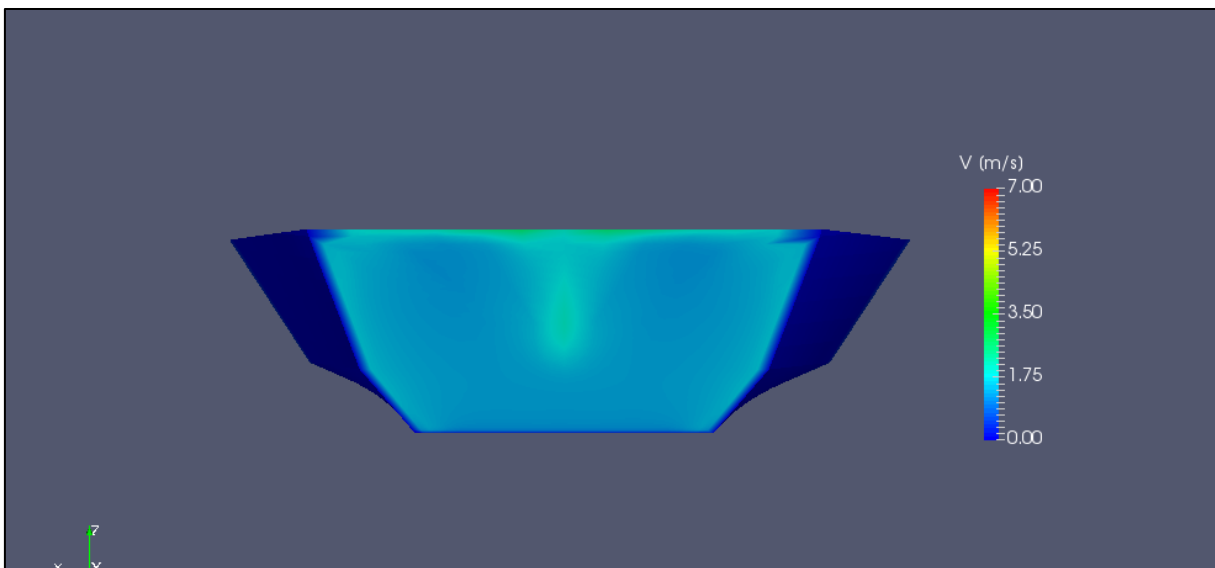
Cuadro 6.1: Características Hidráulicas del Flujo – Escenario 1 ($t=100$ s)

Sección	Z_{Fondo}	Z_{Agua}	V_{Media}	$V_{\text{Máxima}}$	Fr
	[m s.n.m.]	[m s.n.m.]	[m/s]	[m/s]	[-]
(1)	214,42	262,85	0,76	1,81	0,12
(2)	212,78	227,47	9,13	11,44	0,76
(3)	212,63	227,32	9,13	11,09	0,76

6.2 ESCENARIO 2: CAUDAL 1.050 M³/S

A continuación, en la Figura 6.8, Figura 6.9 y Figura 6.10, se presentan de manera gráfica los resultados obtenidos de velocidad en el modelo 3D para las secciones de análisis de la Galería Auxiliar de Desviación.

Se obtuvo también el esfuerzo de corte (τ) que produce el escurrimiento sobre las paredes y radier de la sección (3). A continuación, en la Figura 6.11, se presentan los resultados de esfuerzo de corte sobre las paredes del túnel con vista aguas abajo de la sección (3). Se observa inmediatamente aguas abajo de dicha sección valores máximos de esfuerzo de corte de aproximadamente 240 Pa en la bóveda, radier y pared exterior de la sección.



**Figura 6.8: Velocidad en Sección (1) Vista hacia Aguas Arriba – Escenario 2 (t=200 s)
Se Muestra Velocidad Únicamente en Zona con Agua**

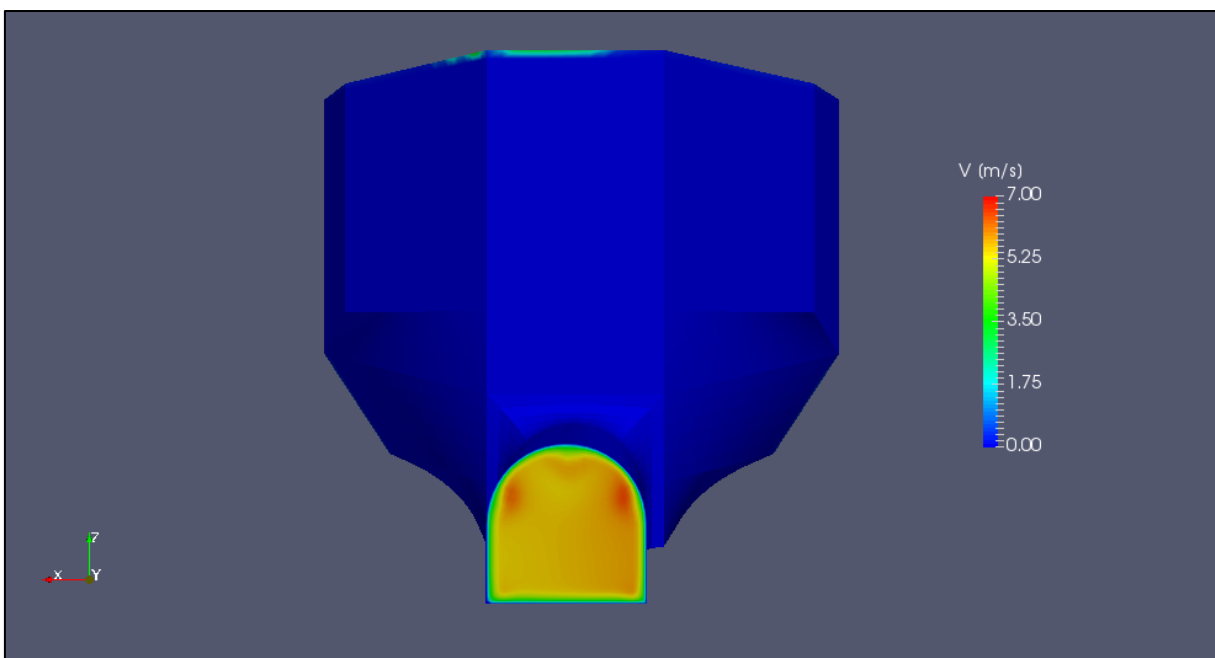


Figura 6.9: Velocidad en Sección (2) Vista hacia Aguas Arriba – Escenario 2 (t=200 s)

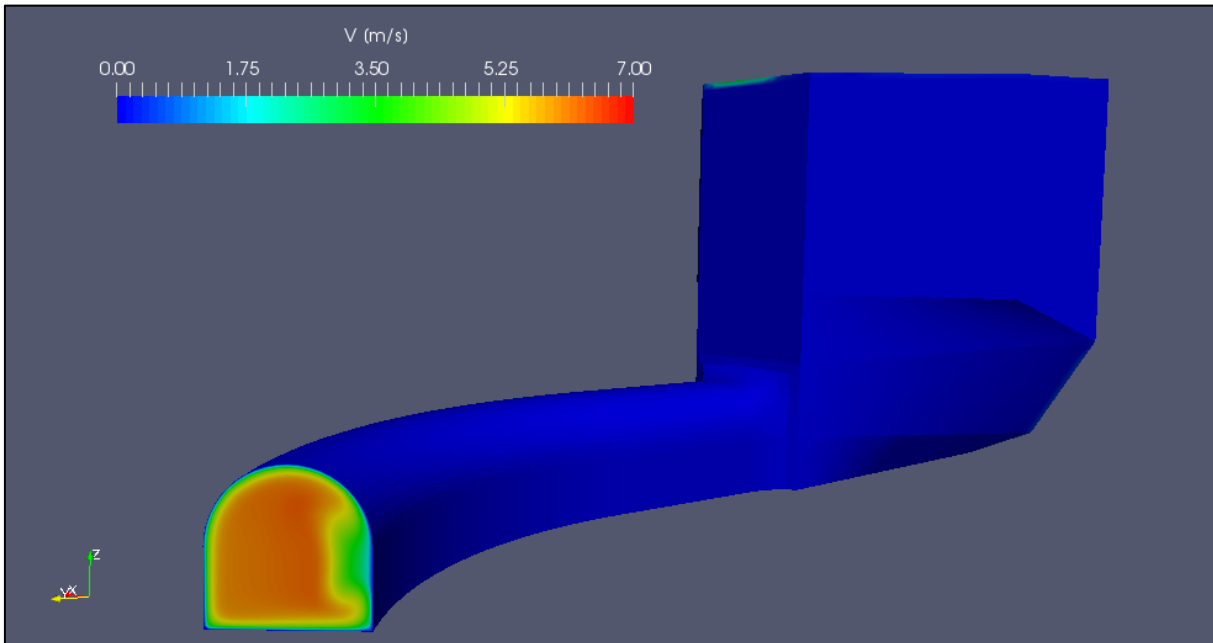


Figura 6.10: Velocidad en Sección (3) Vista hacia Aguas Arriba – Escenario 2 (t=200 s)

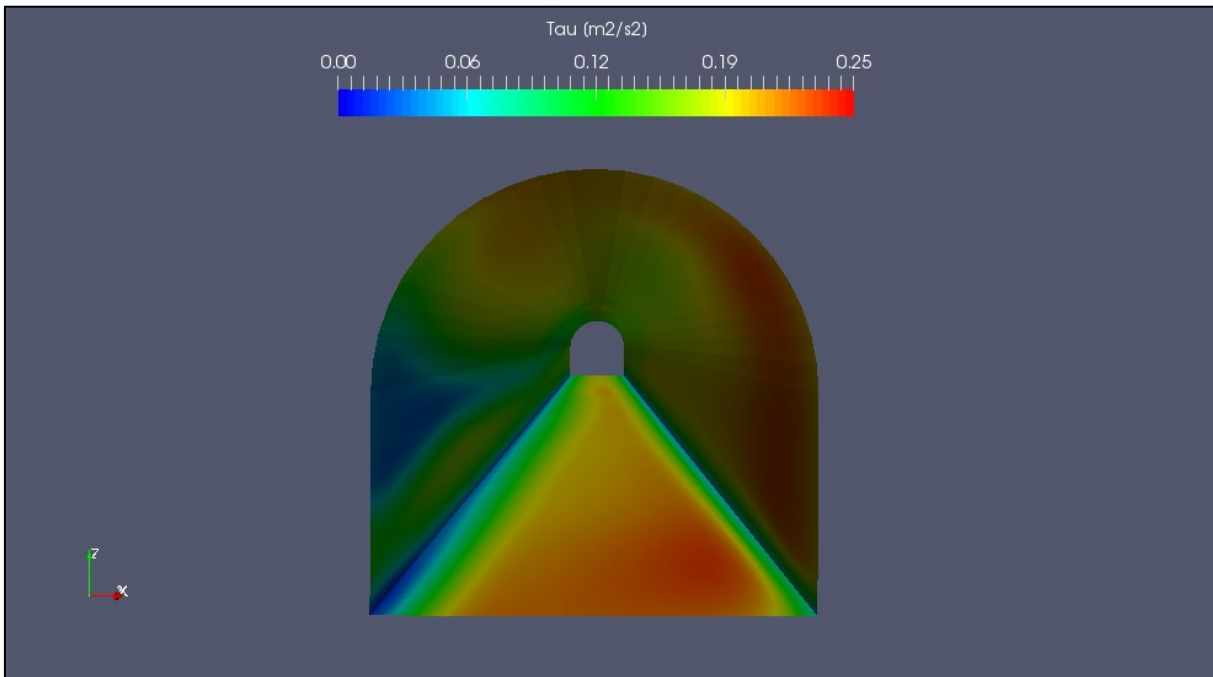


Figura 6.11: Esfuerzo de Corte en Paredes y Radier de Sección (3) Vista Hacia Aguas Abajo Escenario 2 (t=200)

Además, se observa incorporación de aire en el presente escenario. En la Figura 6.12 se presenta un ejemplo del ingreso de aire que se produce en el túnel. Cabe destacar que la incorporación de aire ocurre durante prácticamente toda la simulación, lo que a priori indica que los días previos al evento (caudales similares o iguales al analizado) existe una condición de flujo en presión con incorporación de aire.

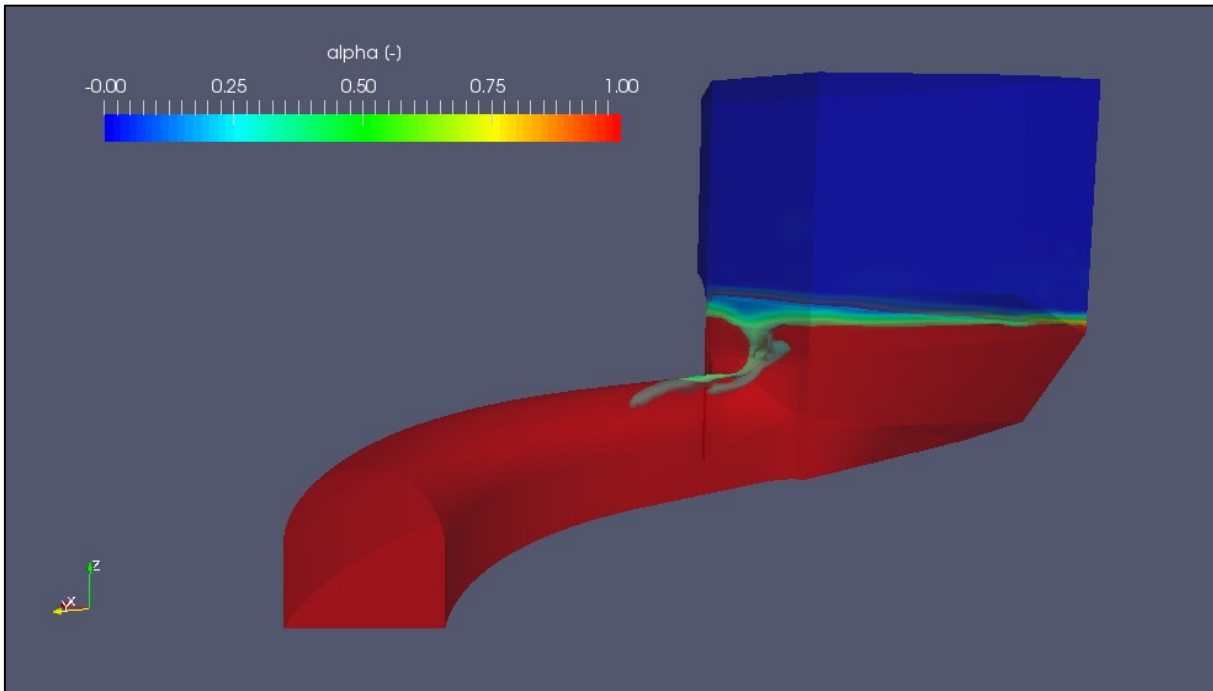


Figura 6.12: Incorporación de Aire – Escenario 2 (t=50 s)

De acuerdo con la teoría, la sumergencia mínima necesaria medida desde el eje de la sección en la entrada del túnel, se calcula mediante la relación de J. Knauss [Ref.: 8.f] la que se presenta a continuación:

$$\frac{S}{D} = \begin{cases} 2 \cdot F_R + 0,5, & \frac{S}{D} > 1,5 \\ 1,5, & \frac{S}{D} \leq 1,5 \end{cases}$$

Donde,

S : Sumergencia [m]

D : Diámetro de la aducción [m]

F_R : Número de Froude en la sección cuadrada del conducto [-]: $F_R = \frac{U}{\sqrt{g \cdot D}}$

U : Velocidad del flujo [m/s]

Luego el valor obtenido para la sumergencia de acuerdo a las recomendaciones de J. Knauss, será $S = 20,57$ m.

Considerando que el eje a la entrada del túnel se encuentra a la cota 220,19 m s.n.m., luego, el cota mínima del embalse para evitar ingreso de aire es 240,76 m s.n.m., muy por sobre el nivel del embalse para las condiciones del escenario N°2 (21/04/2018 al 27/04/2018). Lo anterior sugiere la posibilidad de ingreso de aire, lo que concuerda con lo que aparece en el modelo numérico.

Finalmente, se presenta la fluctuación de presiones en la clave de la Sección 3 (sección crítica de análisis) desde el tiempo $t=50$ a 200 s, en donde se aprecia aire entrando al túnel y la fluctuación de presiones debido a dicho fenómeno.

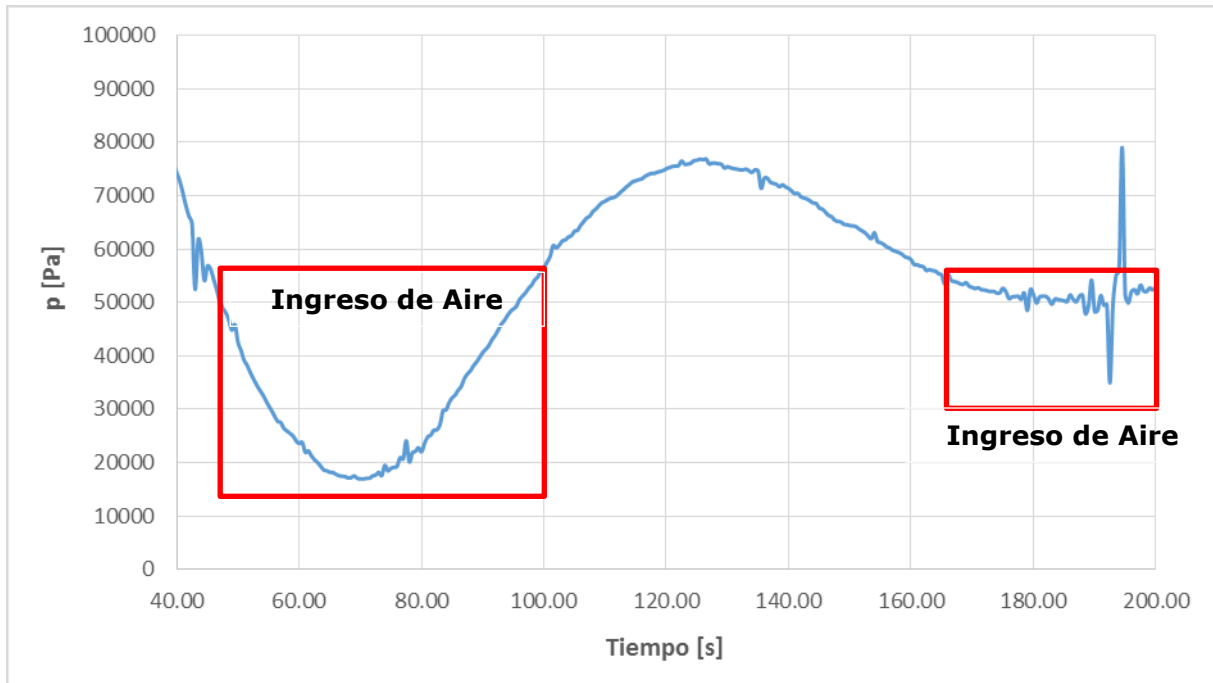


Figura 6.13: Fluctuación de Presiones para $t=50$ a 200 – Clave Sección (3)

De los resultados obtenidos se observa una fluctuación de presiones con valores mínimos de $16,9$ kPa, y máximos de $79,0$ kPa. Se observa un valor promedio del orden de 51 kPa sobre la clave del túnel en la sección de análisis (Sección (3)).

Por último, en el Cuadro 6.2, se presenta un resumen de las características hidráulicas del escurrimiento para cada sección en régimen permanente.

Cuadro 6.2: Características Hidráulicas del Flujo – Escenario 2 ($t=200$ s)

Sección	Z_{Fondo}	Z_{Agua}	V_{Media}	$V_{\text{Máxima}}$	Fr
	[m s.n.m.]	[m s.n.m.]	[m/s]	[m/s]	[-]
(1)	214,42	234,49	1,33	2,68	0,10
(2)	212,78	227,47	5,45	6,48	0,45
(3)	212,63	227,32	5,45	6,30	0,45

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El análisis efectuado permite obtener las siguientes conclusiones respecto al comportamiento hidráulico de los escenarios estudiados y elaborar recomendaciones para el análisis del colapso de túnel de la GAD:

- 1) Dadas las condiciones de borde, rugosidad y diámetro equivalente establecidos en los documentos técnicos, se verifican los niveles de la poza (Sección 1), aguas arriba del túnel de la GAD, obteniéndose errores menores al 2%. Una comparación de los niveles medidos versus los niveles obtenidos en el modelo se presentan a continuación:

Cuadro 7.1: Comparación de Niveles embalse calculados

Caudal	Z_{Medido}	Z_{Calculado}	Diferencia
[m³/s]	[m s.n.m.]	[m s.n.m.]	[%]
1.760	262,15	262,85	1,47
1.050	234,30	234,49	0,95

- 2) En ambos escenarios, tanto en la Sección (1) (portal de entrada) como para la Sección (2) (Túnel - inicio de curva), se observa un flujo ordenado sin mayor alteración, por lo que se considera que las características del flujo no tendrán mayor implicancia en sobre la GAD.
- 3) Se aprecia en la Sección (3) que, por efecto de la curva del túnel y el fenómeno de turbulencia asociado, el flujo se concentra por el lado externo de la curva tanto en el Escenario N°1 como en el N°2, lo que genera mayores velocidades y esfuerzos de corte por dicho sector. Debido a lo anterior, se considera que el lado externo de la curva es más susceptible a proceso de erosión o erodabilidad que el resto del túnel GAD.
- 4) Los esfuerzos de corte máximo estimados coinciden con la sección (3), considerada la crítica de análisis. Dichos esfuerzos se concentran principalmente en el lado externo de la curva, obteniéndose valores máximos locales del orden de 760 Pa para el escenario N°1, y de 240 Pa para el escenario N°2.
- 5) En el caso particular del Escenario N°2, se observa ingreso de aire desde el portal hacia el túnel en el transcurso de la simulación, consecuente con lo indicado por la teoría. Lo anterior puede generar problemas de cavitación debido a la implosión de burbujas de aire al pasar de presión atmosférica a zonas de mayor presión.
- 6) Luego, en base a la conclusiones anteriores, se recomienda realizar un análisis de la capacidad de erodabilidad que tuvo el escenario N°1 (Q=1.760 m³/s) ocurrido los días previos al colapso del túnel del GAD, de manera de verificar si la obra pudo sufrir deterioro debido a dicho fenómeno. En especial, se recomienda analizar el lado externo de la curva en la sección (3), en donde se presentan las condiciones más desfavorables tanto de velocidad, presión y tensión de corte.

8. REFERENCIAS

- a. Greenshields, C. J. (2017). Open Foam User Guide – Version 5.0.
- b. Bayon, et al (2016). Performance Assessment of Open FOAM and Flow 3D in the Numerical Modeling of Low Reynolds Number Hydraulic Jumps.
- c. Borges, P. M. (2013). Free-Surface Flow Interface and Air-Entrainment Modelling Using OpenFOAM.
- d. Steinn, G. (2013). Model Investigation of a Low Froude Number Roller Bucket at Urridafoss HEP.
- e. Ting, et al (2011). Comparison on Somatotype of X and Y-Shape Flaring Gate Pier Connected with Stepped Spillway.
- f. Knauss, J. (1987). Swirling flow problems at intakes.
- g. Mery, H. (2013). Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras.



CENTRAL HIDROELÉCTRICA ITUANGO

MINUTA TÉCNICA CÁLCULO DE LAS SUBPRESIONES EN EL MACIZO ROCOSO DE LA GALERÍA AUXILIAR DE DESVÍO (GAD)

704-18-OT-00-MT-GT-001

PARA REVISIÓN CLIENTE	24.10.2018	B
PARA REVISIÓN INTERNA	18.10.2018	A
REVISIÓN	FECHA REVISIÓN	Nº REVISIÓN
PREPARÓ	Roberto Lüders R.	
REVISÓ	Raimundo Rodríguez T.	
APROBÓ	Roberto Lüders R.	

TABLA DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	3
2. OBJETIVO.....	3
3. ANTECEDENTES.....	3
4. ESTIMACIÓN DE LA SUBPRESIÓN EN EL MACIZO ROCOSO DE LA GAD	3
4.1. GEOMETRÍA DE LA GAD	3
4.2. MODELO NUMÉRICO	4
4.3. EJE DE SIMETRÍA, PARÁMETROS Y MALLADO.....	4
4.4. CONDICIONES DE BORDE	5
4.5. VARIACIÓN DE LA PRESIÓN CON EL TIEMPO	6
5. CONCLUSIONES.....	8
6. REFERENCIAS.....	9

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Ituango se ubica sobre el río Cauca entre el municipio de Ituango y el corregimiento de Puerto Valdivia, en el sector occidental de Colombia en el departamento de Antioquia a 170 kilómetros al norte de Medellín.

El proyecto está en etapa de construcción desde 2010 y contempla una presa zonificada con núcleo de arcilla con una altura de 220 metros y un embalse de 2.720 millones de metros cúbicos de capacidad. La caverna de máquinas tiene prevista ocho unidades turbogeneradoras con una potencia instalada total de 2.400 MW, lo que la convertiría en el proyecto hidroeléctrico más grande de Colombia.

La construcción de la presa consideró 2 túneles de desvío, los cuales para ser cerrados requirió la construcción de una Galería Auxiliar de Desvío (GAD) que empezó a operar a fines de 2017 desviando las aguas del río Cauca para terminar la construcción de los tapones definitivos en los 2 túneles de desvío y terminar el muro de la presa.

A fines de abril de 2018 se generó un bloqueo o colapso de la GAD ocasionando un llenado no controlado del embalse con su muro de presa aún en construcción y bajo la cota del umbral del vertedero. Se decidió desviar el río a través de los túneles de aducción e inundar la caverna de máquinas para evitar el sobrepaso de la presa.

2. OBJETIVO

El presente análisis tiene como objetivo calcular las presiones de poros que se desarrollan al interior del macizo rocoso por las variaciones que experimenta la presión de agua al interior de la Galería Auxiliar de Desvío (GAD).

3. ANTECEDENTES

Los antecedentes utilizados en la presente Minuta Técnica son los siguientes:

- 1) I-M-2194-034-HID-02-R0: Memoria de Cálculo Hidráulico. Sistema Auxiliar de Desviación (SAD). Proyecto Hidroeléctrico Ituango. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 0, 28 de agosto de 2018.
- 2) D-PHI-034-TUN-EX-C-010-R1: Plano del Sistema de Desviación del río. Sistema Auxiliar de Desviación (GAD). Túnel. Excavaciones. Secciones típicas. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 1. Julio de 2015.
- 3) ALINEAMIENTO GAD. Archivo CAD con el alineamiento en planta de la GAD.
- 4) CaudalesNiveles_2018.xlsx. Planilla Excel con los niveles de agua en el embalse (Ataguía N° 1) Ituango desde el 13 de enero de 2018 hasta el 27 de agosto de 2018.
- 5) 704-18-OT-00-MT-HI-001: Minuta Técnica del cálculo de la rugosidad de la GAD. Edic Ingenieros S.A. octubre de 2018.

4. ESTIMACIÓN DE LA SUBPRESIÓN EN EL MACIZO ROCOSO DE LA GAD

4.1. GEOMETRÍA DE LA GAD

La Galería Auxiliar de Desvío (GAD) corresponde a un túnel de sección medio punto de 14 metros de diámetro y 14 metros de altura con una longitud aproximada de 2.270 metros. La sección realmente excavada presenta un diámetro y altura media de 14,69 metros. La

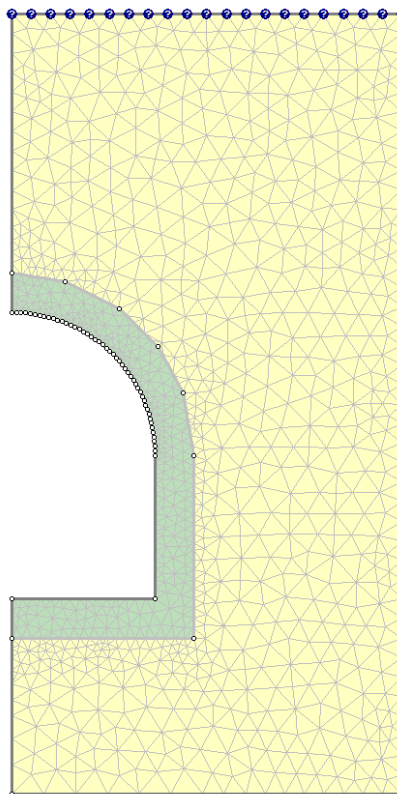
sección analizada corresponde al fin de curva localizada en la progresiva PK 0+515 aproximadamente.

4.2. MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico utilizado corresponde al módulo de flujo transiente en medios porosos del Software Slide de Rock Science 6.0. Este módulo resuelve la ecuación de Richards en dos dimensiones. La ecuación de Richards se obtiene combinando la ecuación de conservación de masa y la ley generalizada de Darcy y permite calcular el flujo de agua en un medio poroso o fracturado no saturado.

4.3. EJE DE SIMETRÍA, PARÁMETROS Y MALLADO

El túnel posee un eje de simetría, que corresponde al eje vertical y por lo tanto se modela solo una mitad, según se muestra en la Figura 4.1.





Material Name	Color	Model	KS (m/s)	K2/K1	K1 Angle (deg)	WC (m3/m3)	WCR (m3/m3)	Soil Type
Material 1		Simple	1e-007	1	0	0.001	0	General
Material 2		Simple	1e-005	1	0	0.005	0	General

Figura 4.1: Geometría del túnel con eje de simetría vertical

El túnel fue construido mediante el método Drill&Blast lo que genera que la roca entorno al túnel presente un grado de fracturamiento mayor. Dado esto, se ha supuesto que la permeabilidad es dos (2) órdenes de magnitud mayor en una distancia de 2 metros desde el borde de túnel.

Las permeabilidades (isotrópicas) utilizadas son las siguientes:

Roca sana : $k_x = k_z = 1 \times 10^{-7}$ [m/s]

Roca alterada : $k_x = k_z = 1 \times 10^{-5}$ [m/s]

El contenido de agua de la roca saturada o porosidad de la roca se ha supuesto en 0,001 para la roca sana y de 0,005 para la roca entorno al túnel.

El mallado de la geometría se realizó con elementos triangulares de 3 nodos isoparamétricos de orden 1. El número de elementos es del orden de tres mil.

4.4. CONDICIONES DE BORDE

La condición de borde aplica corresponde a la variación de presión (piezométrica) al interior del túnel en función del tiempo, según se muestra en la Figura 4.2.

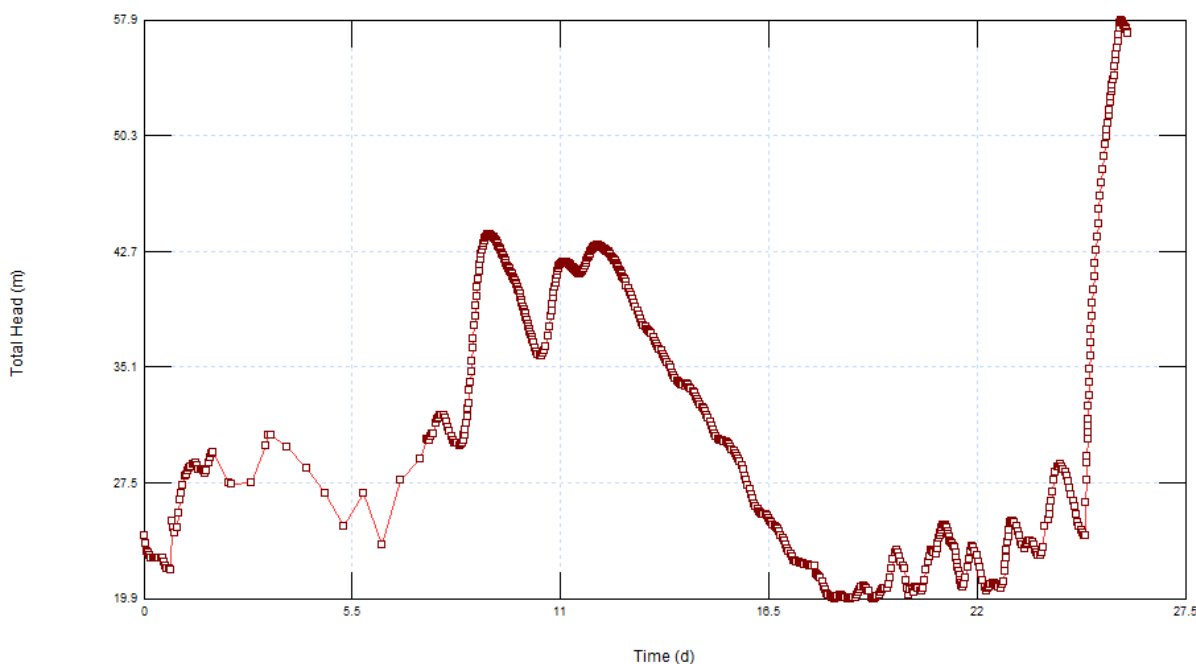


Figura 4.2: Presión al interior del túnel en función del tiempo

El tiempo $t = 0$ corresponde al día 04 de abril de 2018 (a las 00:00 horas) y el tiempo $t = 26$ días corresponde a la fecha 29 de abril de 2018 a las 23:45 horas.

La condición de borde se aplicó a todo el contorno interior del túnel como carga total (Total Head), según se muestra en la Figura 4.3 con puntos de color rojo.

La discretización del tiempo para los resultados se hizo cada 6 horas con intervalos de tiempo para el cálculo de 15 minutos.

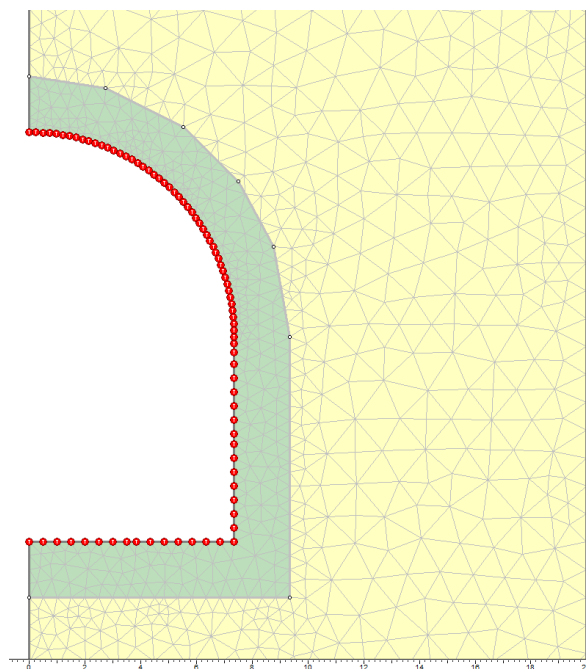


Figura 4.3: Aplicación de la condición de borde a los nodos interiores

4.5. VARIACIÓN DE LA PRESIÓN CON EL TIEMPO

En la Figura 4.4 se muestra la variación de presión tanto dentro del túnel como en el macizo rocoso a aproximadamente 2,5 m bajo el fondo del túnel.

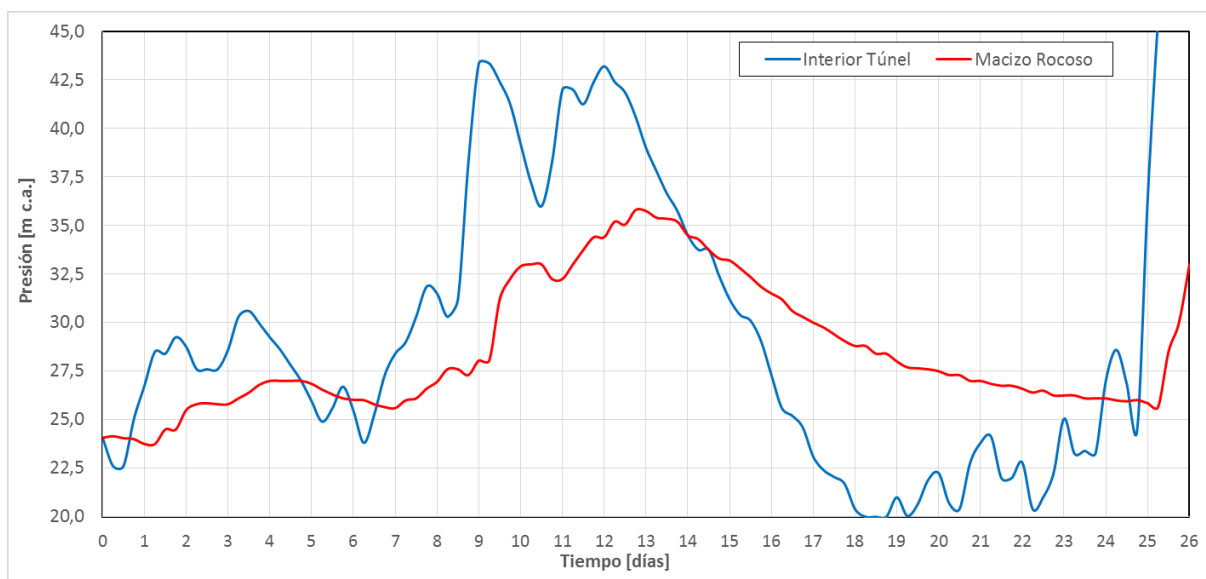


Figura 4.4: Presión al interior del túnel y en el macizo rocoso en función del tiempo

Al analizar la Figura 4.4 se puede ver que la mayor diferencia de presión interna (en el macizo rocoso) respecto a la del túnel ocurre el día 18,25 (22/04/2018 06:00) con una diferencia de 8,8 m c.a. (86,24 kPa).

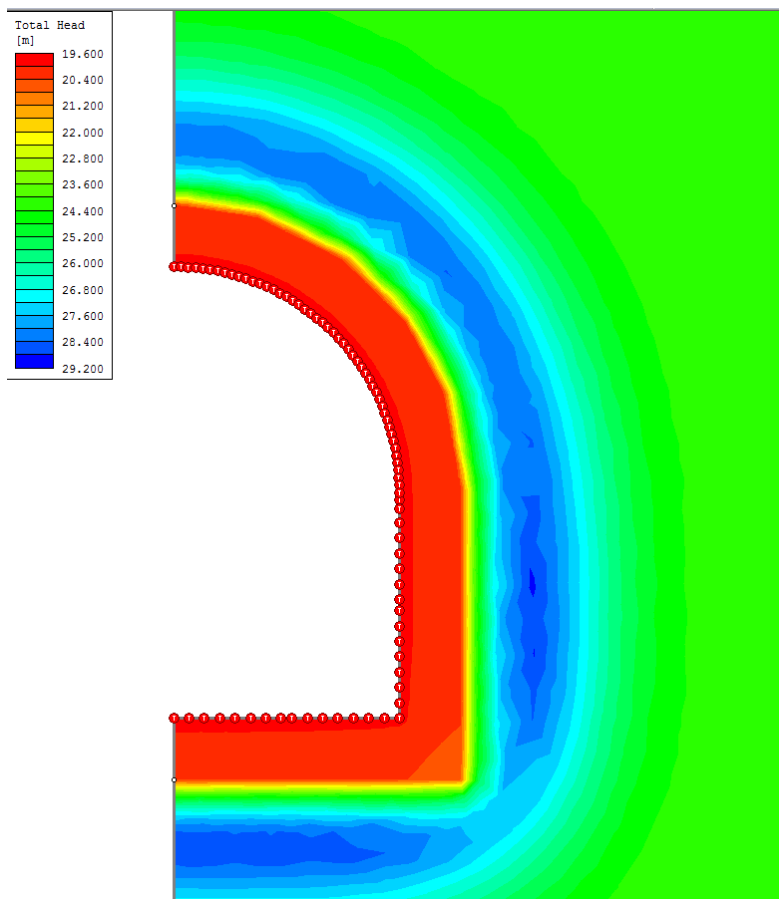


Figura 4.5: Presión en el macizo rocoso el día 22/04/2018 a las 6:00 AM

Si asumimos que hay un bloque de roca de forma cúbica de área en planta de 1 m^2 y de altura H , las fuerzas que actúan son las siguientes:

Peso propio:

$$W = 2.650 \times 9,8 \times H = 25,97 H \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

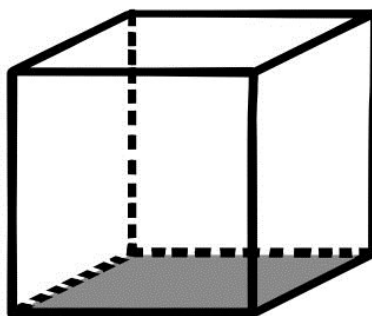


Figura 4.6: Cubo de roca en el fondo del túnel

Presión interna en el túnel:

$$P_i = 196 \text{ [kPa]}$$

Presión en el macizo rocoso:

$$P_{mr} = 282,24 \text{ [kPa]}$$

Haciendo equilibrio de fuerzas:

$$W + P_i = P_{mr}$$

$$25,97 H + 196 = 282,24$$

Despejando H se obtiene:

$$H = 3,32 \text{ [m]}$$

Si la presión al interior de la roca se encuentra a más de 3,32 m desde el fondo del túnel, el bloque permanece en reposo. Si aceptamos que no existe trabazón mecánica entre bloques y tampoco hay roce, entonces para bloques de menos de 3,32 m de altura el bloque se desplazaría hacia arriba. Pero dado que estas premisas no son ciertas, el bloque permanecería en reposo.

5. CONCLUSIONES

En la presente Minuta Técnica se analizó la diferencia de presiones entre el túnel y el macizo rocoso en base a un modelo de aguas subterráneas transiente.

El modelo mostró que la diferencia de presiones que se desarrolla al interior del macizo rocoso en función de la presión al interior del túnel no es suficiente para generar desprendimientos de bloques. No obstante, si la variación de presiones dentro del túnel presenta variaciones mayores a las impuestas por el nivel del embalse y las pérdidas propias del escurrimiento podría poner en riesgo la estabilidad de zonas fracturadas del macizo.

Especial atención hay prestar al flujo de agua aire que se produjo entre los días 22 al 28 de abril de 2018. Dado que el nivel en el embalse presentaba en un nivel relativamente bajo, esto permitió la entrada de aire al túnel, generándose un flujo pulsante (*unstable slug flow*).

6. REFERENCIAS

- a) Akylas, E. and Koussis, A. D. (2007). "Response of sloping unconfined aquifer to stage changes in adjacent stream. 1: Theoretical analysis and derivation of system response functions." J. Hydrol., 338, 85-95.
- b) Bear, J. (1979) Hydraulics of groundwater, McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering. McGraw-Hill, New York.
- c) Gardner, W. (1956). "Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils." Highway Research Board Special Report 40 International Symposium on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, Washington D.C. pp. 78-87.
- d) Fredlund, D.G. and Xing, A. (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve." Canadian Geotechnical Journal 31, 521-532.



CENTRAL HIDROELÉCTRICA ITUANGO

MINUTA TÉCNICA CÁLCULO DE LA RUGOSIDAD HIDRÁULICA DE LA GALERÍA AUXILIAR DE DESVÍO (GAD)

704-18-OT-00-MT-HI-001

PARA REVISIÓN CLIENTE	24.10.2018	B
PARA REVISIÓN INTERNA	16.10.2018	A
REVISIÓN	FECHA REVISIÓN	Nº REVISIÓN
PREPARÓ	Roberto Lüders R.	
REVISÓ	Raimundo Rodríguez T.	
APROBÓ	Roberto Lüders R.	

TABLA DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	OBJETIVO.....	3
3.	ANTECEDENTES.....	3
4.	ESTIMACIÓN RUGOSIDAD DEL TÚNEL.....	4
4.1.	GENERAL	4
4.2.	DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA	4
4.3.	REVISIÓN DE LA LITERATURA PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE FRICCIÓN	5
4.3.1.	Método de Rahm	6
4.3.2.	Método de Huval	6
4.3.3.	Método de Huval Modificado 1	7
4.3.4.	Método de Huval Modificado 2.....	7
4.3.5.	Método de Priha	7
4.3.6.	Método de Reinius	7
4.4.	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	8
4.4.1.	Rugosidad de Paredes	8
5.	CONCLUSIONES.....	9
6.	REFERENCIAS.....	10

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Ituango se ubica sobre el río Cauca entre el municipio de Ituango y el corregimiento de Puerto Valdivia, en el sector occidental de Colombia en el departamento de Antioquia a 170 kilómetros al norte de Medellín.

El proyecto está en etapa de construcción desde 2010 y contempla una presa zonificada con núcleo de arcilla con una altura de 220 metros y un embalse de 2.720 millones de metros cúbicos de capacidad. La caverna de máquinas tiene prevista ocho unidades turbogeneradoras con una potencia instalada total de 2.400 MW, lo que la convertiría en el proyecto hidroeléctrico más grande de Colombia.

La construcción de la presa consideró 2 túneles de desvío, los cuales para ser cerrados requirió la construcción de una Galería Auxiliar de Desvío (GAD) que empezó a operar a fines de 2017 desviando las aguas del río Cauca para terminar la construcción de los tapones definitivos en los 2 túneles de desvío y terminar el muro de la presa.

A fines de abril de 2018 se generó un bloqueo o colapso de la GAD ocasionando un llenado no controlado del embalse con su muro de presa aún en construcción y bajo la cota del umbral del vertedero. Se decidió desviar el río a través de los túneles de aducción e inundar la caverna de máquinas para evitar el sobrepaso de la presa.

2. OBJETIVO

El presente análisis tiene como objetivo justificar técnicamente la rugosidad hidráulica que presenta la Galería Auxiliar de Desvío.

La rugosidad hidráulica se utilizará posteriormente en un análisis mediante un modelo numérico 3D el comportamiento del flujo dentro de la obra de desvío para analizar posteriormente las posibles causas del colapso.

3. ANTECEDENTES

Los antecedentes utilizados en la presente Minuta Técnica son los siguientes:

- 1) I-M-2194-034-HID-02-R0: Memoria de Cálculo Hidráulico. Sistema Auxiliar de Desviación (SAD). Proyecto Hidroeléctrico Ituango. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 0, 28 de agosto de 2018.
- 2) D-PHI-034-TUN-EX-C-010-R1: Plano del Sistema de Desviación del río. Sistema Auxiliar de Desviación (GAD). Túnel. Excavaciones. Secciones típicas. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 1. Julio de 2015.
- 3) ALINEAMIENTO GAD. Archivo CAD con el alineamiento en planta de la GAD.
- 4) CaudalesNiveles_2018.xlsx. Planilla Excel con los niveles de agua en el embalse (Ataguía N° 1) Ituango desde el 13 de enero de 2018 hasta el 27 de agosto de 2018.
- 5) Listado De Secciones.xlsx. Planilla Excel con el listado de áreas medidas del túnel desde PK 0+450 al PK 0+800 en secciones separadas en promedio un metro unas de otras.

4. ESTIMACIÓN RUGOSIDAD DEL TÚNEL

4.1. GENERAL

La Galería Auxiliar de Desvío corresponde a un túnel de sección medio punto de 14 metros de diámetro y 14 metros de altura con una longitud aproximada de 2.270 metros.

Las secciones transversales y formas de un túnel construido mediante el método Drill & Blast sin revestir varían aleatoriamente de una sección a otra, por lo que el flujo en él carece de simetría longitudinal y lateral. La superficie de la roca excavada tiene proyecciones irregulares debido a las explosiones, las que ofrecen alta resistencia al flujo. Lo anterior es denominado comúnmente como micro-rugosidad. Además, existen variaciones de las áreas en el sentido longitudinal, las que generan una expansión, contracción y cambio continuo de la dirección del flujo, llamado macro-rugosidad. Sobre la base de la distribución estadística de las mediciones de las secciones transversales (Ant. 5), los métodos para evaluar las pérdidas por fricción en un túnel sin revestimiento, teniendo en cuenta ambos tipos de rugosidades, están disponibles en la literatura. La adición de la rugosidad micro y macro dará una rugosidad hidráulica equivalente del túnel sin revestir.

4.2. DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA

En la Galería Auxiliar de Descarga (GAD) se han medido varias secciones transversales del túnel. La secciones transversales analizadas cubrieron una longitud de aproximadamente 350 m desde el P.K. 0+450 al P.K. 0+800 (322 secciones transversales). En la Figura 4.1 se muestra el área de las secciones transversales medidas.

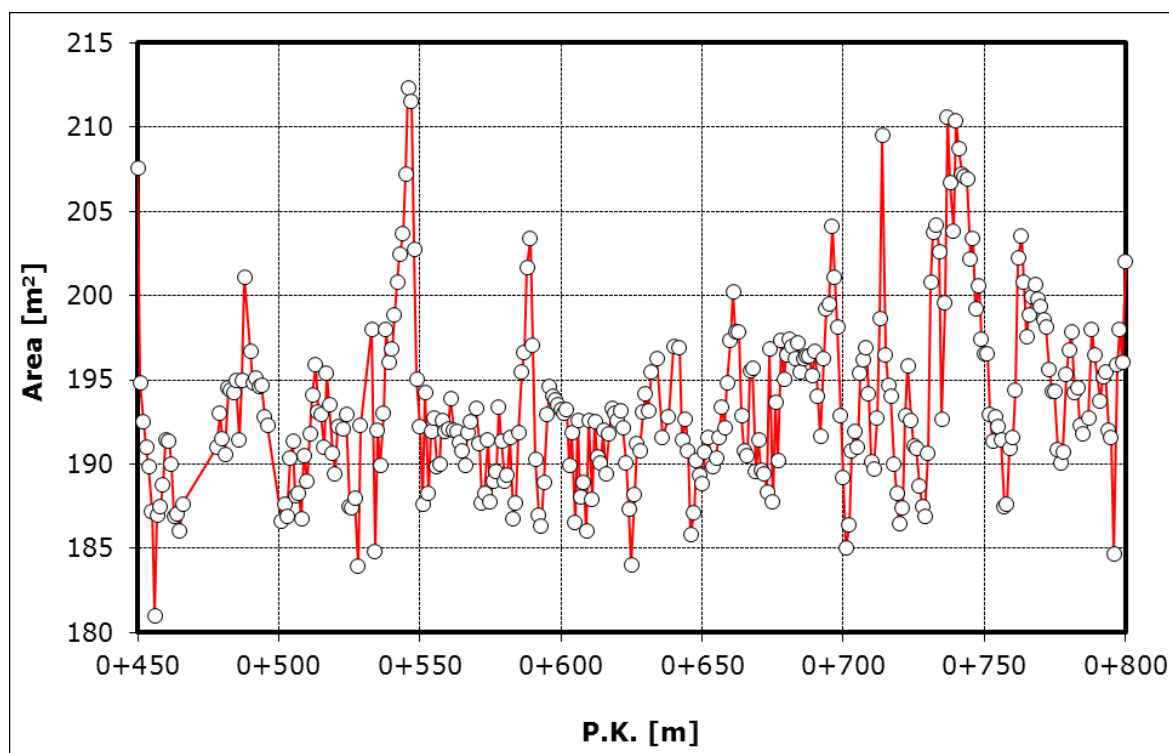


Figura 4.1: Medición de Área de Sección Transversal [m²]

La frecuencia acumulada de las áreas de las secciones transversales se presenta en la Figura 4.2. De la Figura, se puede apreciar que:

$$A_{99\%} = 210,57 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_{50\%} = 192,73 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_{1\%} = 184,18 \text{ [m}^2\text{]}$$

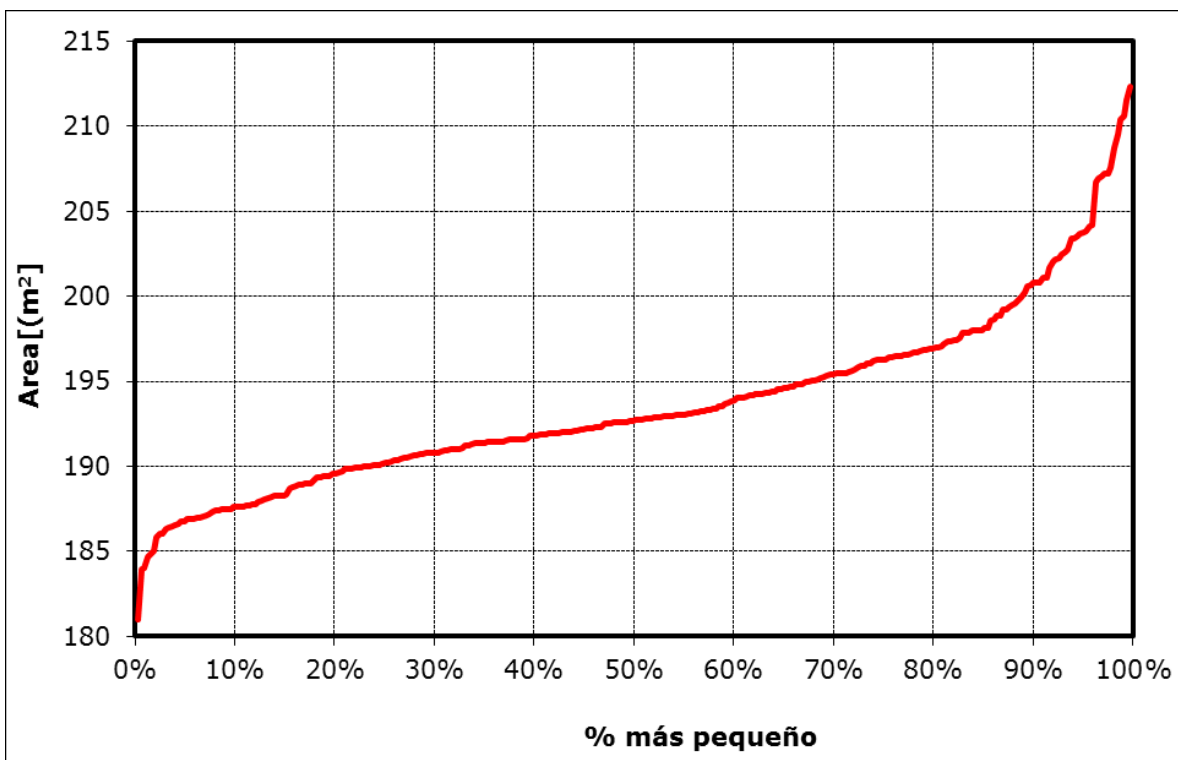


Figura 4.2: Frecuencia Acumulada del Área de las Secciones Transversales

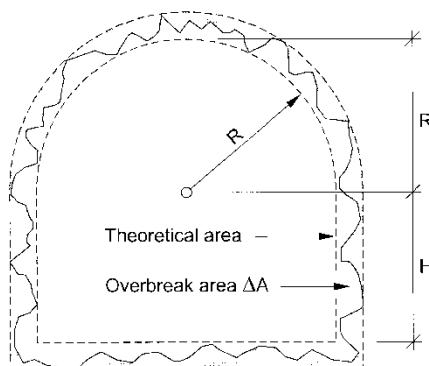


Figura 4.3: Definición de Sobre-excavación

4.3. REVISIÓN DE LA LITERATURA PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE FRICCIÓN

Los métodos para definir la rugosidad hidráulica absoluta equivalente (k) o el factor de fricción (f) de un túnel construido mediante el método Drill & Blast sin revestir, se revisan a partir de la literatura y se presentan a continuación.

4.3.1. Método de Rahm

Este método hace una distribución estadística de las áreas medidas para descubrir áreas hipotéticas de sección transversal con una frecuencia acumulada del 99% y 1% para determinar el sobre-excavación relativa δ y se calcula según la ecuación (3.1).

$$\delta = \frac{A_{99\%} - A_{1\%}}{A_{1\%}} \times 100\% = \frac{33,89 - 27,83}{27,83} \times 100\% = 21,78\%$$

La relación entre el factor de fricción de Darcy f y la sobreexcavación relativa δ es empírica y dada por:

$$f = 2,75 \times 10^{-3} \times \delta = 0,0394$$

4.3.2. Método de Huval

La sobre-excavación se estima como la diferencia entre el diámetro hidráulico medio y el diámetro hidráulico nominal de la sección transversal del túnel construido mediante el método Drill & Blast. La sobreexcavación es igual a dos (2) veces la rugosidad hidráulica equivalente (ks).

$$k = 2 \cdot ks = D_m - D_n = D_{50\%} - D_{1\%}$$

De acuerdo a las consideraciones geométricas,

$$A_m = \frac{D_m}{2} \times D_m + \frac{\pi \times D_m^2}{8}$$

$$A_m = 192,73$$

Luego, el diámetro medio es:

$$D_m = 14,69 \text{ m}$$

Y el diámetro nominal equivalente al área con 1% de frecuencia acumulada es:

$$D_n = 14,36 \text{ m}$$

Por lo tanto, la rugosidad hidráulica equivalente es:

$$ks = \frac{D_m - D_n}{2} = (14,69 - 14,36) / 2 = 0,165 \text{ m}$$

En los túneles de roca sin revestir, el coeficiente de resistencia es independiente del número de Reynolds debido al valor de rugosidad relativamente grande que se obtiene habitualmente. Luego, la ecuación de Von Karman-Prandtl para un flujo rugoso basado en los datos de grano de arena de Nikuradse debiera aplicarse. Esta ecuación en términos del factor de fricción de Darcy f , diámetro de tubería D_m y diámetro de grano de arena equivalente ks se escribe de la siguiente manera:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \times \log_{10} \left(\frac{D_m}{ks} \right) + 1,14$$

Luego, si $ks = 0,165 \text{ m}$, el factor de fricción de Darcy es:

$$f = 0,0394$$

4.3.3. Método de Huval Modificado 1

La rugosidad relativa del túnel puede ser expresada como [Ref. a, Figuras 224-1/5 y 224-1/6]:

$$\frac{D_m}{k} = \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{A_n}{A_m}}} = 44,58$$

Reemplazando este valor en la ecuación del factor de fricción de Darcy:

$$f = 0,05077$$

4.3.4. Método de Huval Modificado 2

La sobreexcavación media se mide como la diferencia entre el área media ($A_{50\%}$) y el área nominal ($A_{1\%}$) dividida por el promedio entre el perímetro de sección media y nominal de la sección transversal. La sobreexcavación media es igual a la rugosidad hidráulica equivalente k_s .

$$k_s = \frac{A_{50\%} - A_{1\%}}{\frac{(P_{50\%} + P_{1\%})}{2}}$$

$$k_s = \frac{192,73 - 184,18}{\frac{52,455 + 51,277}{2}} = 0,165$$

$$\frac{D_m}{k_s} = 89,03$$

Reemplazando este valor en la ecuación del factor de fricción de Darcy:

$$f = 0,0394$$

4.3.5. Método de Priha

Factor de fricción de Darcy con la sobreexcavación relativa de Rahm:

$$f = 3,30 \times 10^{-3} \times \delta \times \sqrt{\frac{A_{1\%}}{A_{1\%} + 9}}$$

$$f = 3,30 \times 10^{-3} \times 14,33 \times \sqrt{\frac{184,18}{184,18 + 9}} = 0,04617$$

4.3.6. Método de Reinius

El método sugiere que si el túnel construido mediante el método Drill & Blast se construye en la dirección del flujo, habría más pérdida de carga que si la construcción fuera en dirección opuesta. Se dan empíricamente diferentes coeficientes de fricción para el progreso normal, lento y rápido del trabajo.

Para una excavación normal, el factor de fricción f se describe como:

$$f = 0,02 + 0,0016 \times \delta$$

Luego, con la sobreexcavación relativa de Rahm:

$$f = 0,04293$$

4.4. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

4.4.1. Rugosidad de Paredes

El factor de fricción de Darcy está relacionado con el coeficiente de rugosidad de Manning (n) de acuerdo a la siguiente relación:

$$n = R^{1/6} \times \sqrt{\frac{f}{8g}}$$

En el Cuadro 4.1 se presenta el factor de fricción de Darcy y el valor equivalente de rugosidad de Manning.

Cuadro 4.1: Coeficiente de Rugosidad de Manning y Factor de Fricción de Darcy Asociados

Método	Factor de Fricción Darcy (-)	Coef. Rugosidad Manning (s/m ^{1/3})	Coef. Rugosidad Stickler (m ^{1/3} /s)
Rahm	0,0394	0,0278	36
Huval	0,0394	0,0278	36
Modified 1 Huval	0,0508	0,0316	32
Modified 2 Huval	0,0394	0,0278	36
Priha	0,0462	0,0302	33
Reinius	0,0429	0,0291	34
Promedio	0,0430	0,0291	34

El valor promedio para el coeficiente de rugosidad de Manning es de 0,029, con una desviación estándar de 0,00156.

La rugosidad hidráulica en túnel construido mediante el método Drill and Blast propuestos en la Figura 8.1 de la [Referencia c], se presenta en la Figura 4.4 abajo. Las rugosidades calculadas para de la GAD de Ituango se muestran también en la misma Figura.

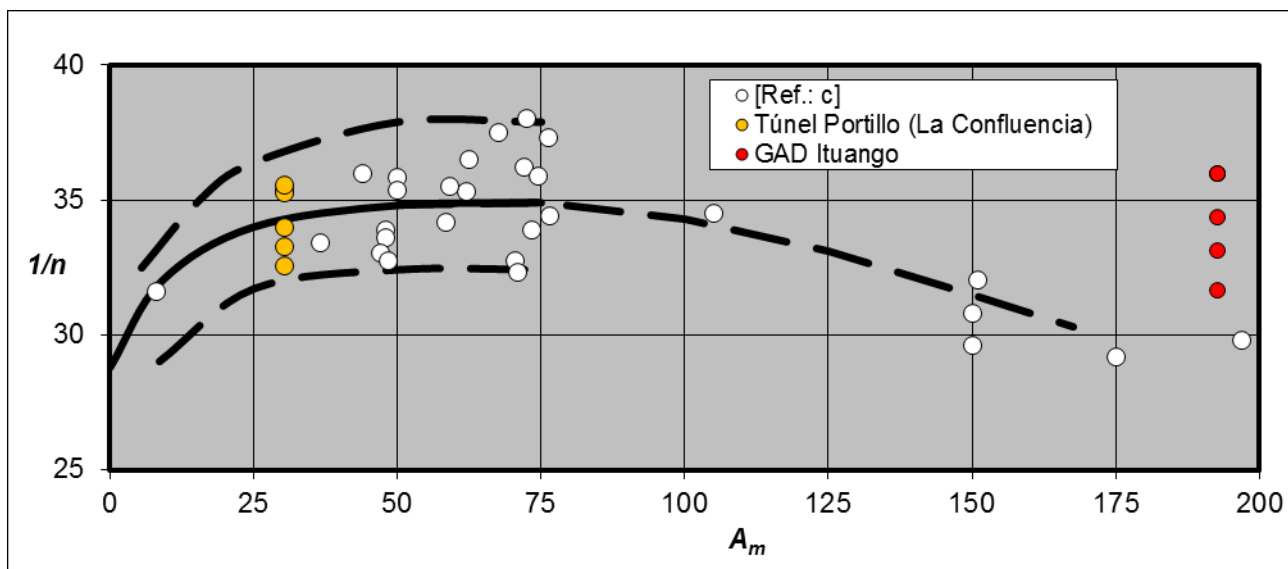


Figura 4.4: Rugosidad Hidráulica en Túneles Perforados por D&B y Valores Calculados para GAD Ituango

Para propósitos de la modelación CFD en 3D se utilizará el factor de fricción estimada por el método de Huval ($f = 0,0394$) y la rugosidad de Nikuradse que se utilizará es de $0,165$ m.

5. CONCLUSIONES

En base al análisis estadístico de las variaciones de las secciones transversales del túnel construido fue posible obtener una rugosidad de Nikuradse de $16,5$ cm para el modelo CFD del flujo al interior del túnel.

El coeficiente de Manning asociado a dicha aspereza es de $0,0278$ con un factor de fricción de Darcy-Weisbach de $0,0394$.

La sección o área media del túnel de desviación es de $192,73$ m² con un diámetro medio de $14,69$ m.

6. REFERENCIAS

- a) U.S. Corps of Engineers. Hydraulic Design Criteria.
- b) Chaudhry, M. Hanif., «Open-Channel Flow», Second Edition Springer, 2008.
- c) Lysne, D. et al, "Hydraulic Design", Hydropower Development Volume No 8. Department of Hydraulic and Environmental Engineering. Norwegian University of Science and Technology 2003.
- d) Ronn, P.-E., Skog, M. "New method for estimation of head loss in unlined water tunnels". Hydropower'97, Broch, Lysne, Flatabo&Helland-Hansen (eds.), 1997 Balkema, Rotterdam.
- e) Garnayak, M.K. "Hydraulic head losses in an unlined pressure tunnel of a high head power plant". Electrowatt-Ekono. 1999-2001.
- f) Huval, C.J., "Hydraulic Design of Unlined Rock Tunnels", Journal of the Hydraulics Division ASCE (July 1969).
- g) Lysne D., "Unlined Tunnel Hydraulics" Norconsult, 1985.
- h) Alvarado, L. "Coeficientes de rugosidad de túneles sin revestir excavados en roca mediante explosivos" XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica (2006).
- i) Alvarado L., Neger R. "Coeficientes de rugosidad de túneles excavados en roca sin revestir". X Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica 1991.
- j) Kumar M. "Hydraulic head losses in an unlined pressure tunnel of a high head power plant". Postgraduate Diploma Project Work. Ecole Polytechnique Federal de Lausanne, 2001.
- k) Hammar L. "Reduction of head losses in tunnels by means of shotcrete". Shotcrete for underground support V. Proceeding of the Engineering Foundation Conference. Uppsala, Sweden. 1990.
- l) Wrigth D.E., "The hydraulic design of unlined and lined-invert rock tunnels" CIRIA report 29. 1971.



CENTRAL HIDROELÉCTRICA ITUANGO

MINUTA TÉCNICA CÁLCULO DE LA POTENCIA UNITARIA DEL FLUJO DENTRO DE LA GALERÍA AUXILIAR DE DESVIACIÓN (GAD)

704-18-OT-00-MT-HI-002

ACOGE COMENTARIOS CLIENTE	29.10.2018	C
PARA REVISIÓN CLIENTE	24.10.2018	B
PARA REVISIÓN INTERNA	23.10.2018	A
REVISIÓN	FECHA REVISIÓN	Nº REVISIÓN
PREPARÓ	Roberto Lüders R.	
REVISÓ	Raimundo Rodríguez T.	
APROBÓ	Roberto Lüders R.	

TABLA DE CONTENIDOS

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	3
2. OBJETIVO.....	3
3. ANTECEDENTES.....	3
4. ESTIMACIÓN DE LA POTENCIA UNITARIA DEL FLUJO	4
4.1. APROXIMACIÓN EMPÍRICA	4
4.2. POTENCIA UNITARIA A TRAVÉS DE FUERZA TRACTRIZ	5
5. CONCLUSIONES.....	6
6. REFERENCIAS.....	7

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Ituango se ubica sobre el río Cauca entre el municipio de Ituango y el corregimiento de Puerto Valdivia, en el sector occidental de Colombia en el departamento de Antioquia a 170 kilómetros al norte de Medellín.

El proyecto está en etapa de construcción desde 2010 y contempla una presa zonificada con núcleo de arcilla con una altura de 220 metros y un embalse de 2.720 millones de metros cúbicos de capacidad. La caverna de máquinas tiene prevista ocho unidades turbogeneradoras con una potencia instalada total de 2.400 MW, lo que la convertiría en el proyecto hidroeléctrico más grande de Colombia.

La construcción de la presa consideró 2 túneles de desvío, los cuales para ser cerrados requirió la construcción de una Galería Auxiliar de Desvío (GAD) que empezó a operar a fines de 2017 desviando las aguas del río Cauca para terminar la construcción de los tapones definitivos en los 2 túneles de desvío y terminar el muro de la presa.

A fines de abril de 2018 se generó un bloqueo o colapso de la GAD ocasionando un llenado no controlado del embalse con su muro de presa aún en construcción y bajo la cota del umbral del vertedero. Se decidió desviar el río a través de los túneles de aducción e inundar la caverna de máquinas para evitar el sobrepaso de la presa.

2. OBJETIVO

El presente análisis tiene como objetivo calcular el potencial de erodabilidad de la sección de la Galería Auxiliar de Desvío GAD.

Para el análisis de erodabilidad se calcula primero la potencia unitaria del flujo dentro del túnel en la zona inmediatamente aguas abajo del fin de la curva en planta (PK 0+515), debido a que en dicho punto ocurre uno de los mayores esfuerzos de corte dentro del túnel.

Para el cálculo de la potencia unitaria del flujo se utilizaron los resultados del modelo CFD 3D del túnel. El modelo se presenta en la Memoria de Cálculo del Antecedente 5).

3. ANTECEDENTES

Los antecedentes utilizados en la presente Minuta Técnica son los siguientes:

- 1) I-M-2194-034-HID-02-R0: Memoria de Cálculo Hidráulico. Sistema Auxiliar de Desviación (SAD). Proyecto Hidroeléctrico Ituango. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 0, 28 de agosto de 2018.
- 2) D-PHI-034-TUN-EX-C-010-R1: Plano del Sistema de Desviación del río. Sistema Auxiliar de Desviación (GAD). Túnel. Excavaciones. Secciones típicas. Consorcio Generación Ituango – Integral. Revisión 1. Julio de 2015.
- 3) ALINEAMIENTO GAD. Archivo CAD con el alineamiento en planta de la GAD.
- 4) CaudalesNiveles_2018.xlsx. Planilla Excel con los niveles de agua en el embalse (Ataguía N° 1) Ituango desde el 13 de enero de 2018 hasta el 27 de agosto de 2018.
- 5) 704-18-OT-00-MC-HI-001: Memoria de cálculo modelo hidráulico 3D túnel de desvío del sistema auxiliar de desviación GAD. Edic Ingenieros S.A. octubre de 2018.
- 6) 704-18-OT-00-MT-HI-001: Minuta Técnica. Cálculo de la rugosidad del túnel de desvío del sistema auxiliar de desviación GAD. Edic Ingenieros S.A. octubre de 2018.

4. ESTIMACIÓN DE LA POTENCIA UNITARIA DEL FLUJO

La potencia unitaria del flujo se calcula como la potencia que se disipa por unidad de área del cauce.

4.1. APROXIMACIÓN EMPÍRICA

En este caso corresponde a una sección presurizada, por lo que la potencia se disipa en todo el perímetro mojado del túnel.

La potencia unitaria del flujo se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{\gamma QH}{A}$$

Donde P es la potencia unitaria del flujo (W/m^2), γ es peso específico del agua ($9.800 N/m^3$), Q es el caudal (m^3/s), H es la carga o altura disipada (m) y A es el área de la superficie donde el flujo disipa su energía (m^2).

La carga o altura disipada se puede estimar en función de la pendiente de la línea de energía por unidad de longitud de túnel (S) y el área corresponde al perímetro mojado (P_m) según se indica a continuación:

$$P = \frac{\gamma QS}{P_m}$$

La pendiente de la línea de energía se puede estimar en función de la pérdida de carga friccional por unidad de longitud del túnel.

Para un caudal máximo de $1.760 m^3/s$ (13/04/2018 03:00) obtenido de la curva de la Figura 1.3 del Ant. 1) para un nivel máximo de $262,15 m$ s.n.m., y un área de $192,73$, obtenido del Ant. 6) se tiene que la velocidad media dentro del túnel es:

$$U = \frac{Q}{A}$$

$$U = 1.760 / 192,73 = 9,13 [m/s]$$

La pendiente de la línea de energía es:

$$S = \frac{\Delta h_f}{L} = \frac{f}{D_H} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

El factor de fricción se obtiene del Ant. 6), $f = 0,0394$.

D_H es el diámetro hidráulico equivalente a $14,69 m$.

$$S = 0,0114 [m/m]$$

Reemplazando los valores en la ecuación de la potencia unitaria:

$$P = \frac{9.800 \times 1.760 \times 0,0114}{52,46}$$

$$P = 3,75 [kW/m^2]$$

En el modelo numérico 3D muestra que la pendiente de la línea de energía (en el tramo recto) es de $S = 0,01263$. Reemplazando el valor de la pendiente de energía en la ecuación de la potencia unitaria, resulta:

$$P = 4,15 [kW/m^2]$$

En la zona de la curva se genera una disipación mayor de energía, que evaluada en el modelo numérico muestra un pendiente de 0,0166 m/m. En la zona de la curva la potencia unitaria es de:

$$P = 5,46 \text{ [kW/m}^2\text{]}$$

Lo anterior muestra que la máxima potencia unitaria se produce en la zona de la curva y es de aproximadamente 5,5 kW por metro cuadrado.

4.2. POTENCIA UNITARIA A TRAVÉS DE FUERZA TRACTRIZ

Según Ref. c) la potencia del flujo debida a la producción de turbulencia en la región próxima a las paredes por unidad de área se puede expresar por (eq. 5.22):

$$P_t = 7,853 \frac{\overline{\tau_w}^{3/2}}{\sqrt{\rho}}$$

Donde $\overline{\tau_w}$ es la tensión de corte media en las paredes expresa en Pascales y ρ es la densidad del agua.

La variación de la tensión de corte en función del tiempo es baja, manteniendo un valor cuasi-constante en el tiempo, tal como se muestra en la Figura 4.1.

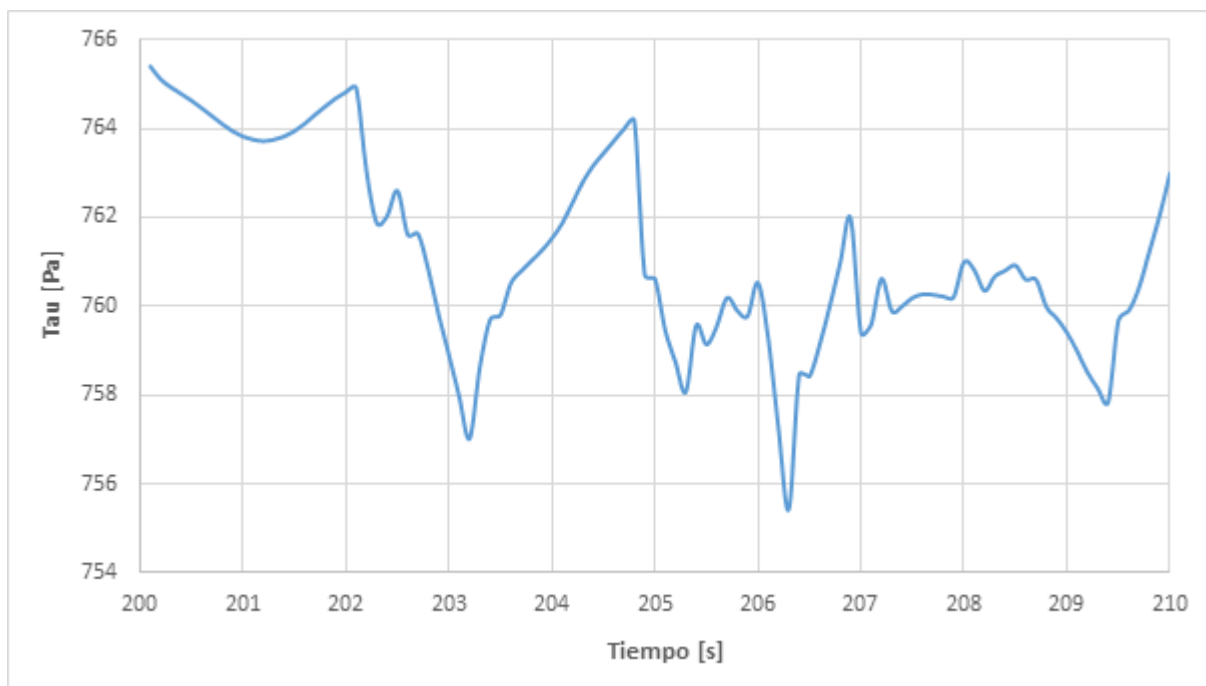
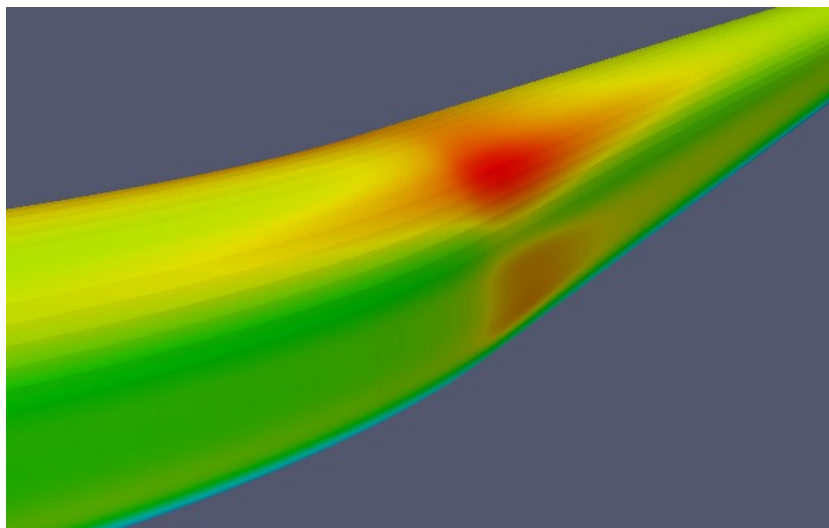


Figura 4.1: Variación temporal de la tensión de corte en la bóveda en zona de fin de curva.

Según los resultados del modelo 3D, las tensiones medias máximas de corte $\overline{\tau_w}$ en la sección crítica son las siguientes (ver Figura 4.2):

Fondo :	720 [Pa]
Pared :	640 [Pa]
Bóveda :	760 [Pa]

La máxima tensión de corte se produce en la bóveda en la curva exterior, según se muestra en la siguiente Figura:



**Figura 4.2: Tensión de corte en zona de fin de curva (color rojo mayor tensión de corte).
Vista de la curva hacia aguas abajo.**

Reemplazando la tensión de corte media de la bóveda, la potencia unitaria debida a la turbulencia resulta:

Fondo : 4,8 [kW/m²]

Pared : 4,0 [kW/m²]



Bóveda : 5,2 [kW/m²]

5. CONCLUSIONES

La roca de la GAD estuvo sometida a una potencia unitaria del flujo del orden de 5,2 kW/m² en la bóveda y de 4,8 kW/m² en el fondo. En las paredes, en especial la del lado externo de la curva la potencia unitaria del flujo alcanza un valor de 4 kW/m².



6. REFERENCIAS

- a) Chaudhry, M. Hanif., «Open-Channel Flow», Second Edition Springer, 2008.
- b) Wright D.E., "The hydraulic design of unlined and lined-invert rock tunnels" CIRIA report 29. 1971.
- c) Annandale, G.W.. Scour Technology. Prediction and Management of Water Erosion of Earth Materials. McGraw-Hill Companies 2006.
- d) Annandale, G.W.. Erodability. Journal of Hydraulic Research, 33:4, 471-494.
- e) Yang, C.T. and A. Molinas, 1982, Sediment transport and unit stream power function: Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 108, HY. 6, pp. 774-793.
- f) Stein, O.R., P.Y. Julien, and C.V. Alonso, 1993, Mechanics of jet scour downstream of a headcut: Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 31, No. 6, pp. 723-738.
- g) Pells, S.E. Pells, P. J.N., Peirson, W.L., Douglas, K., Fell, R. Erosion of unlined spillways in rock – does a 'scour threshold' exist? Contemporary challenges for dams: conference proceedings: 2015 / ANCOLD.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 5	

Anexo 7.2.10

Evaluación del perfil del túnel

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 2 de 5	

Perfil de túnel y sobrexcaución

Los documentos contractuales (Ref. 9) requieren una excavación de un túnel en forma de arco de medio punto con dimensiones interiores de 14 m de ancho basal y 14 m de alto. De los registros topográficos (Ref. 19) y lo reportado por la interventoría, se puede ver que durante la construcción, la excavación se subdividió en una bóveda de aproximadamente 8 m de altura y un banco de 6 m de altura. La altura de 8 m de la bóveda fue elegida para usar la altura máxima de trabajo del equipo y para dividir la sección de excavación en dos secciones de área similar, lo que se considera razonable.

En los planos de construcción de la GAD (Ref. 9) solo se especifica una línea de excavación, que permite la construcción del túnel con el área de sección transversal requerida para acomodar el soporte y permitir el espacio requerido.

Con respecto al perfil del túnel esperado en la dirección radial (perimetral) y axial, hay dos tipos de sobre excavación que deben considerarse, “sobre excavación geológica” y la “sobre excavación relacionada con la construcción”. Se debe tener en cuenta que se entiende por sobrexcaución todas las excavaciones por fuera de la línea teórica de excavación.

Adicionalmente, existe perturbación ocasionada por la voladura que causa una reducción en las propiedades resistentes del macizo rocoso alrededor de la excavación.

A continuación se hará una breve descripción de cada uno de los conceptos mencionados anteriormente.

Sobreexcavación geológica

Este tipo de sobrexcaución se produce en áreas con una orientación desfavorable de discontinuidades con respecto a la geometría del túnel.

Estas sobrexcauciones ocurren generalmente durante los procesos de voladura y desabombe a través del aflojamiento de bloques. La sobrexcaución geológica es prácticamente inevitable. Sin embargo, puede reducirse mediante medidas de soporte, como por ejemplo, el presoste con barras de acero embebidas con lechada. Mecánicamente, las barras sostienen y mantienen bloques sueltos en su lugar, sin embargo la mitigación de la perturbación y el aflojamiento de los bloques de roca durante la voladura son limitados. En la GAD se informa que se utilizó pre-soporte con barras de acero para minimizar la sobre excavación en numerosos tramos a lo largo del túnel.

En la Figura 1 se puede ver una fotografía del frente de la excavación de la abscisa 0+512, en esta se puede ver una línea punteada blanca que representa el perfil de excavación y se puede ver una importante sobre excavación en la bóveda al lado izquierdo (se debe tener en cuenta que la fotografía fue tomada en dirección de la excavación, es decir mirando hacia aguas arriba). Esta sobre excavación puede verse también en el anexo topográfico de la Ref. 16 donde se pueden ver sobre excavaciones medidas de más de 2 m. Es por esto que se estiman importantes sobre excavaciones de origen geológico.



Figura 1 Frente de avance en la abscisa 0+512.00

Para la GAD, la sobre excavación geológica puede deberse a la formación de cuñas por los conjuntos de diaclasas con buzamiento alto en combinación con la foliación. Dependiendo de la orientación del túnel, esta combinación pudo haber dado lugar a roturas excesivas en el techo, especialmente en la transición del techo a las paredes laterales del túnel (ver Figura 1). Se debe tener en cuenta que un desprendimiento similar de bloques podría ocurrir, debido a las condiciones geométricas, en el lado opuesto de la excavación (en este caso, en la esquina de la pared izquierda y el piso), pero los bloques aflojados están "bloqueados" por gravedad.



Sobreexcavación producto de la construcción

Los barrenos perforados en el perímetro de los túneles en roca no se pueden perforar exactamente a lo largo del perímetro del túnel previsto, que se muestra en los planos de construcción. Comúnmente, los orificios de perforación están orientados en un ángulo de 3.5° con respecto al eje del túnel, y no paralelos a él.

Para acomodar contractualmente el volumen adicional de material excavado, con frecuencia se define una "línea de excavación" mínima (correspondiente al perfil perimetral del túnel realmente requerido) y una más grande, denominada "línea de pago".

La sobreexcavación producida con esta disposición de perforación es en realidad inevitable y se debe a razones prácticas, es decir, restricción geométrica de perforación con el jumbo, y para evitar secciones bajo la línea de excavación mínima. Además, cuando se utiliza la longitud completa de una varilla de perforación, el collar de las perforaciones no se puede colocar en el perímetro por lo que se emplaza a una distancia de alrededor de 0.1 m a 0.2 m de la pared terminada. Esto conduce a un perfil de diente de sierra del perímetro del túnel con una amplitud de alrededor de 0,3 m a 0,4 m para una voladura de 3,0 m de longitud.

Perturbación por voladura

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 4 de 5	

La perturbación por voladura describe disminución de resistencia en el macizo rocoso por efecto de la voladura. Esto ocurre porque los bloques de roca que originalmente se entrelazaban son aflojados por efecto de la voladura. Durante una excavación mediante perforación y voladura de un túnel en un macizo rocoso diaclasado, el daño por voladura es a menudo difícil de evitar. Esto es especialmente cierto para los túneles en macizos rocosos blocosos. Dependiendo del diseño del patrón de voladura, la secuencia de detonación y de una perforación precisa, se puede limitar el daño por voladura.

Evaluación de sobre excavación y daños por voladura con respecto al perfil del túnel

Tanto el sobre quiebre geológico como el relacionado con la construcción, y el daño por voladura contribuyeron a crear un perfil de túnel irregular, a menudo angular en la GAD un esquema Figura 2.

Teniendo en cuenta el perfil final de la GAD, parece que además de la sobrexcautación geológica el daño por voladura contribuyó significativamente a crear dicho perfil irregular.

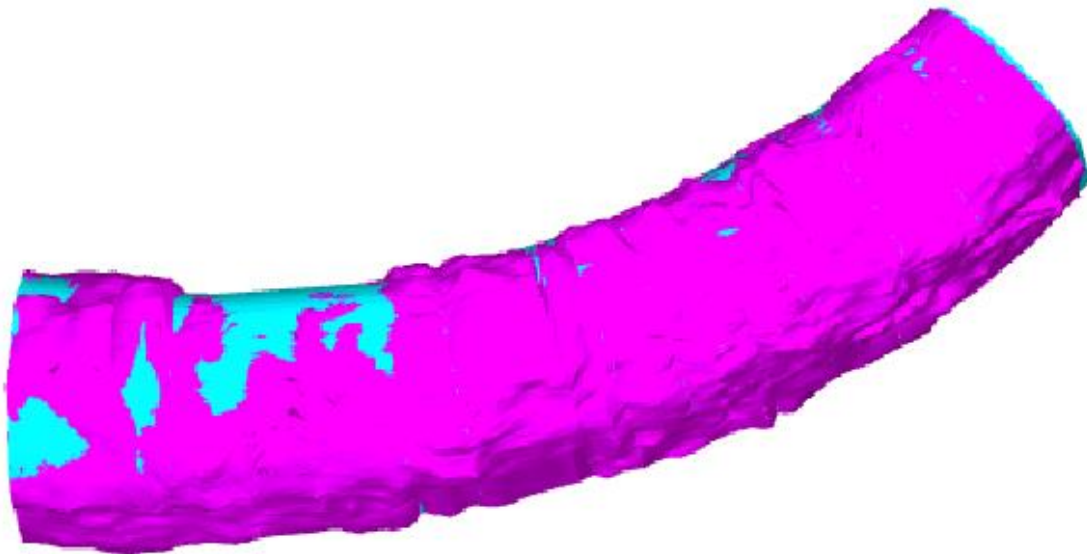



Figura 2 Visualización CAD del perfil final del túnel en la zona de la curva de la GAD.

Como puede verse en la Figura 2 existen altas irregularidades en el perfil en ambas direcciones, radial y axial, son evidentes. Además puede verse una mayor tendencia a sobre excavación en la pared exterior de la curva. Además, se debe tener en consideración que este perfil no muestra la superficie de "roca no perturbada". Es decir, incluye bloques de roca aflojados por la voladura que se mantienen en su lugar.

En los túneles hidráulicos revestidos de hormigón proyectado, el perfil puede ser suavizado aplicando hormigón proyectado adicional en el techo y las paredes del túnel. Si la suavidad del revestimiento no se especifica contractualmente, el contratista normalmente evitará la suavización del perímetro del túnel.

Durante el proceso de construcción, al final del retiro de marina de cada ciclo el piso del túnel se nivela con marina y parece plano. Sin embargo, el perfil de roca real creado durante la excavación



	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 5 de 5	

mediante perforación y voladura, tiene forma de diente de sierra o, al menos, altamente ondulado. La superficie de la roca en el radier está cubierta de marina y no puede ser mapeada y clasificada por el geólogo. Esta es una práctica general y aceptada en túneles, que no están reforzados con revestimiento de hormigón. Por lo tanto, los mapeos geológicos desarrollados producidos por una compilación de mapeos del frente de túnel (y pared) generalmente no muestran la geología del radier. El piso generalmente se considera irrelevante si se considera la estabilidad del túnel, excepto en algunos casos específicos, como el potencial de levantamiento del piso, etc. Dado que la GAD se encuentra en un macizo rocoso gneis de calidad razonable, y el espesor de la sobrecarga es limitado, dichos casos ciertamente pueden ser excluidos.

Para túneles revestidos de concreto, la excavación del piso generalmente se limpia de escombros, se lava y nivela con concreto de baja calidad antes de la construcción del revestimiento reforzado. Las fallas, zonas de cizalla y otros materiales débiles también se limpian, se lavan y se rellenan con hormigón pobre. En GAD no había revestimiento de hormigón en el piso y éste permanecía sin tratar. Además, los bloques que fueron perturbados y aflojados por voladuras descansaban en el piso.


En resumen, de la evaluación del perfil excavado se concluye que existen sobre excavaciones importantes, en particular se puede ver una tendencia a la sobre excavación en la pared exterior de la curva lo que hace presumir que gran parte de las sobre excavaciones son de origen geológico. Se debe notar que la mayor parte de las sobre excavaciones son difíciles de evitar, sin embargo, en este caso se tomaron medidas para tratar de reducirlas como la instalación de presoporte.

A pesar de que se considera que los procedimientos de la construcción fueron adecuados a la práctica común las irregularidades en el túnel, tanto en paredes y bóveda como en el piso son importantes. Estas irregularidades generan superficies más expuestas al flujo como también superficies más débiles y además aumentan las pérdidas hidráulicas, lo que lleva a un aumento en la potencia hidráulica del flujo de agua que escurre a través de la GAD.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 11	

Anexo 7.2.11

Condiciones geotécnicas geológicas en el Proyecto y en la GAD

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 2 de 11	

Condiciones geotécnicas geológicas en el Proyecto y en la GAD

La geología en el área del proyecto se considera bien conocida por todas las partes involucradas dada la experiencia acumulada gracias a la construcción de gran cantidad de obras subterráneas. En la Ref. 10 se provee una visión general de la geología del sitio de proyecto y una actualización se presenta en la Ref. 13. La Ref. 11 es un reporte reciente acerca de geología estructural del Proyecto Hidroeléctrico Ituango.

En la zona del Proyecto Hidroeléctrico Ituango la litología prevalente son los Gneis de cuarzo-feldespato. Dado que, de acuerdo a la información existente, esta litología presenta una resistencia de roca intacta de 90 MPa (Ref. 17) y a que la Galería Auxiliar de Desviación se encuentra a una profundidad relativamente baja (y por ende los esfuerzos in-situ a los que está sometida son bajos), cualquier falla que ocurra en el macizo rocoso será a través de estructuras geológicas y no a través de la roca intacta. Por lo tanto, las estructuras geológicas presentes son fundamentales en el comportamiento del macizo rocoso. A continuación, se realiza una discusión de la visión general de las estructuras geológicas en el proyecto y en más detalle para la GAD.

Estructuras del Macizo Rocosó

Fallas

Dos fallas mayores se reportan en el complejo de la casa de máquinas, "Falla Tocayo" y "Falla Mellizos", estas fallas intersectan la GAD aguas abajo a una distancia considerable de la zona donde ocurre el colapso. Por lo tanto, estas fallas se consideran irrelevantes en el análisis de causa raíz.

Una falla relacionada con la "Quebrada Tenche" se esperaba encontrar aguas arriba y fue investigada con el sondaje P-GAD-02. Los resultados de estas perforaciones se describen más adelante.

Zonas de Cizalle

En el proyecto se reportan dos tipos de zonas de cizalle (Ref. 10 y Ref. 13), las zonas de cizalle sub paralelas a la foliación y las zonas de cizalle que cortan la foliación.

Las zonas de cizalle sub paralelas a la foliación (Zonas de cizalle tipo 1) que se reportan con una orientación 40°-60°/130°-160° (Manteo/Dirección de Manteo) y se caracterizan por:

- a) Orientación asociada a los diferentes sistemas de diaclasas;
- b) Ocurrencia aleatoria, con diferentes persistencias;
- c) Espesor bajo (centímetros) y la aparición de repentinos pinchamientos. Ocasionalmente, tienen un espesor de al menos 0,5 m a 1,0 m y llegan a pincharse a lo largo de 8 m en los planos paralelos a la foliación.

Se entiende que el pinchamiento repentino es un cierre rápido y local, y por lo tanto un aumento en la resistencia al corte.

Las zonas de cizalle que cortan la foliación, éstas tienden a ser paralelas a los principales conjuntos de diaclasas. Las principales características descritas "la tendencia al pinchamiento tanto a lo largo del rumbo como del manteo".

La geometría de estas estructuras se describe a continuación:

Orientación:

Zonas de cizalle Tipo 2: 50-70 / 210-240
 Zonas de cizalle Tipo 3: 70-85 / 310-330
 Zonas de cizalle Tipo 4: 40-70 / 060-080

El espesor reportado es de aproximadamente 0.2 m a 0.5 m, la persistencia varía típicamente entre 3.0 m y 20.0 m y su espaciamiento se encuentra entre los 2.0 m y 6.0 m.

Los datos descritos anteriormente sugieren que las zonas de cizallamiento tienen una inclinación predominantemente moderada a pronunciada y pueden aparecer en de forma aleatoria en el macizo rocoso. Sólo se pueden identificar en las excavaciones a través del mapeo de las frentes de excavación o a través de perforación de sondajes (ver Figura 1). En el caso de zonas de cizalle de manteo abrupto que golpean en un ángulo obtuso con respecto al eje del túnel, la zona de cizalle aparece sólo en una distancia muy corta en la frente del túnel y las paredes del túnel. Por lo anterior, su ubicación exacta no se puede predecir para un túnel.

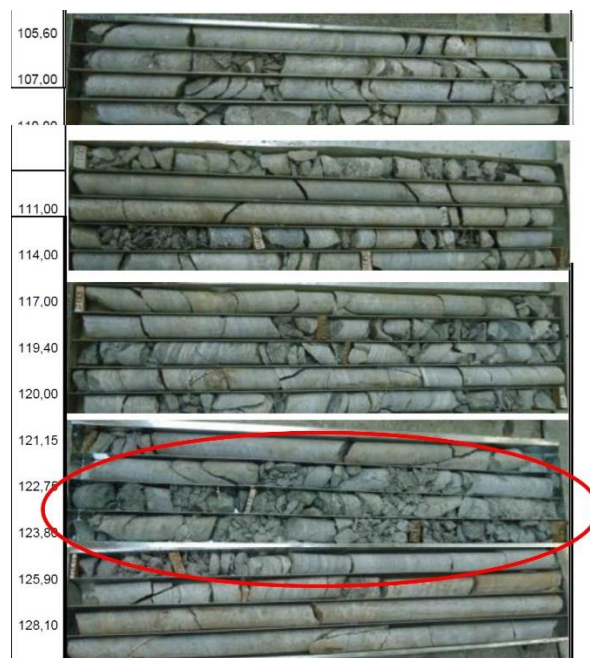


Figura 1 Fotografía del registro del testigo del sondaje inclinado P-GAD-02.

En la Figura 1 se puede ver que la perforación penetró en una zona de cizalle en una longitud de aproximadamente 3.0 m (indicado en la fotografía) y el resto del testigo de perforación mostrado es predominantemente de calidad media a buena (fotografía tomada de la Ref. 18). Es importante notar que la zona de cizalle fue penetrada aproximadamente a la profundidad del túnel, pero la perforación está orientada lejos de la GAD (Figura 2).

Foliación

La foliación es la principal característica geológica estructural en el Proyecto Hidroeléctrico Ituango. En la Ref. 11 se informa que a diferencia de estructuras mayores (fallas) la orientación es de la

foliación es 15-30/100-120, que la persistencia varía entre 10.0 m y 20.0 m, y que el espaciado varía entre 0.2 m y 0.6 m.

Mecánicamente, la foliación no necesariamente representa un plano de debilidad, pero en el caso del Proyecto Hidroeléctrico Ituango, actúa con frecuencia como un conjunto con resistencia a la tracción nula ("diaclasa de foliación"). También se informa (Ref. 11) que el cizallamiento tuvo lugar a lo largo de la foliación, lo que llevó a un mayor debilitamiento de este conjunto de discontinuidades. Por lo tanto, la foliación se considera mecánicamente relevante.

Diaclasas

Cuatro conjuntos de diaclasas se reportan en la Ref. 11 y, además, diaclasas orientadas al azar. Las características geométricas de los conjuntos de diaclasas dominantes se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1 Características geométricas de los conjuntos de diaclasas predominantes en el Proyecto Hidroeléctrico Ituango (Tomada de Ref. 11 Reporte Geoestructural).

#	Manteo (°)	Dirección de Manteo (°)	Persistencia [m]	Espaciamiento [m]
1	60 – 80	270 - 290	10.0 - 20.0	0.6 – 2.0
2	60 – 80	150 - 180	3.0 – 10.0	0.2 – 2.0
3	60 – 80	340 - 010	1.0 – 3.0	0.2 – 2.0
4	70 – 80	060 - 070	1.0 – 3.0	0.2 – 2.0
Además de diaclasas aleatorias				

Investigaciones específicas del sitio de la GAD (campo y laboratorio)

Las investigaciones geotécnicas realizadas específicamente para el sitio de la GAD y los ensayos de laboratorio realizados antes de la excavación de ésta son limitados. La razón principal es que se consideró el conocimiento ya acumulado sobre la geología del proyecto obtenido principalmente a través de las excavaciones subterráneas cercanas. Durante el diseño se consideró que la GAD se ubicará en el mismo entorno geológico (correspondiente a gneis fracturado) que todas las demás estructuras del proyecto, y no se esperaban sorpresas. Sin embargo, se realizaron dos sondajes inclinados, P-GAD-001 y P-GAD-002 (Figura 2) para confirmar los supuestos.

El sondaje P-GAD-01 fue perforado para investigar las condiciones de las rocas en el portal de aguas arriba. Mientras que el sondaje P-GAD-02 perforado para investigar el sistema de fallas inferidas relacionadas con la "Quebrada Tenche". Se esperaba que este sistema de fallas se cruzara con el túnel.

Mediante estas perforaciones se confirmó la existencia de dos fallas, una a 65 m y a 80 m de profundidad, que se consideraron relacionadas con la "Quebrada Tenche" y pueden extenderse hasta el nivel del túnel. Las orientaciones de las fallas que fueron penetradas por la perforación no se proporcionaron en el registro central. Sin embargo, en la Ref. 19 las fallas se proyectaron a nivel del túnel con orientaciones de 40/170-180 y 70/170-180. Por lo tanto, se intersectarían con la alineación del túnel en aproximadamente entre la abscisa 0+570 y abscisa 0+663, respectivamente.

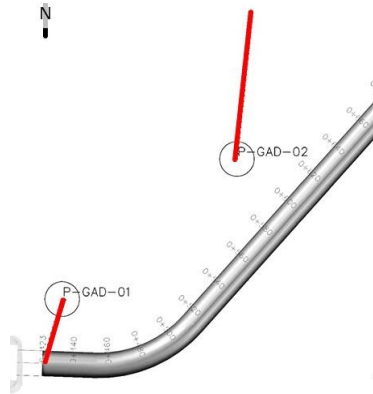


Figura 2 Sondajes realizados previo a la excavación de la GAD. Los círculos representan el collar de los sondajes.

Según la información proporcionada, no se realizaron ensayos de laboratorio adicionales específicos para el sitio de la GAD y los parámetros de macizo rocoso se derivaron de la caracterización/clasificación del macizo rocoso de los otros túneles ya excavados en el proyecto y los resultados de los ensayos de laboratorio existentes presentados en la Ref. 10, proced. Los parámetros finales del macizo rocoso considerados para el diseño se presentan en la Ref. 17.

Estructuras geológicas identificadas en GAD

Se realizó un análisis detallado de las condiciones geológico/geotécnicas, en particular con respecto a las estructuras del macizo rocoso para el tramo del túnel 0+443.70 a 0+651.40 (mapeo de frente respectivo 0+648.40). Este tramo de túnel fue considerado relevante, ya que:

- Las investigaciones posteriores al colapso indican que el túnel está lleno de escombros hasta la bóveda del túnel en Abscisa 0+507 Ref. 20.
- Las estructuras geológicas identificadas sugieren que el colapso progresó hacia aguas abajo y en dirección a la superficie.
- El análisis hidráulico de la GAD indica que las mayores solicitaciones hidráulicas se esperan en este tramo (en la curva y en la sección aguas debajo de ésta).
- Un análisis de datos aguas debajo de este tramo no es representativo para juzgar las condiciones geológicas en el área de falla.

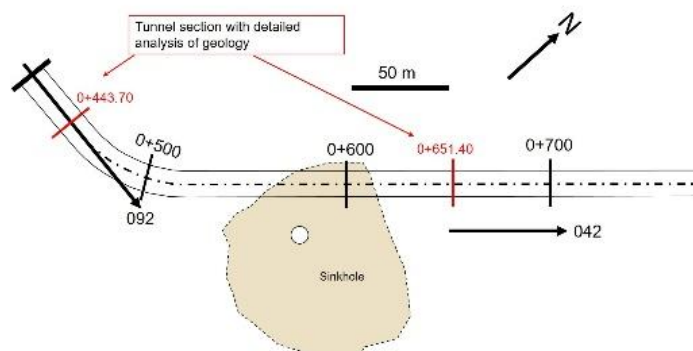


Figura 3 Mapa de ubicación de la sección del túnel que se examinó en detalle con respecto a las condiciones geológicas / geotécnicas prevalecientes.

Fallas

Durante la construcción, se identificó una falla de mayor potencia en el área bajo consideración (ver Tabla 2), esta falla puede estar relacionada con las fallas detectadas en el sondaje P-GAD-002.

Tabla 2 Falla identificada en la GAD en la sección del túnel correspondiente (Ref. 21) La falla aparece durante la construcción de la sección superior del túnel entre las abscisas 0 + 627 a 0 + 638 (11 m).

Manteo (°)	Dirección de Manteo (°)	Abscisa (A nivel de piso)	Espesor (m)	Azimut del Túnel (°)	Observaciones
65	190	0+625 to 0+635	1.5 – 2.0	042	Orientación según Ref. 21 La zona de cizalla intersecta el túnel con un ángulo de 58° del eje del túnel. Manteo aguas arriba. Espesor tomado de la Ref. 21.

Zonas de cizalle

A partir de la documentación geológica disponible, se identificaron tres zonas de cizallamiento en la sección de túnel entre las abscisas 0+443.70 a 0+651.40 Tabla 3.

Tabla 3 Zonas de Cizalle identificadas de la documentación de la geología del túnel Ref. 21).

Manteo (°)	Dirección de Manteo (°)	Abscisa (Contra bóveda)	Espesor (m)	Azimut del Túnel (°)	Observaciones
30	080	0+465	0.5 (Ref. 21)	077	Orientación obtenida de (Ref. 21). La zona de cizalle intersecta el túnel de forma sub ortogonal manteando hacia aguas abajo. Espesor tomado de la (Ref. 21).

La zona de cizalle presentada arriba se aprecia en la bóveda entre las abscisas 0+453 y 0+455 (2 m)					
45	195	0+520	0.5 (Ref. 21)	042	Orientación obtenida de (Ref. 21). La zona de cizalle intersecta el túnel con un ángulo de 73° respecto al eje túnel. Manteando aguas arriba
La zona de cizalle presentada arriba se aprecia en la bóveda entre las abscisas 0+530 y 0+537 (7 m)					
55	190	0+598	0.2+0.8 (Ref. 21)	042	Orientación obtenida de (Ref. 21). La zona de cizalle intersecta el túnel con un ángulo de 68° respecto al eje del túnel, manteando aguas arriba. Adicionalmente presenta una ramificación en la pared del túnel del noroeste.
La zona de cizalle presentada arriba se aprecia en la bóveda entre las abscisas 0+600 to 0+613 (13 m)					

Diaclasas y foliación

La Figura 4 muestra el resultado de un análisis de la orientación de las discontinuidades para el tramo del túnel de 0+443.70 a 0+651.40 de los mapeos de frente disponibles de la Asesoría (Ref. 21).

Durante la preparación del presente informe, inicialmente los mapeos de frente y los datos de discontinuidades de CCC Ituango no estaban disponibles para el análisis. Posteriormente al recibir los datos, también se analizó y produjo resultados muy similares con respecto a las principales discontinuidades.

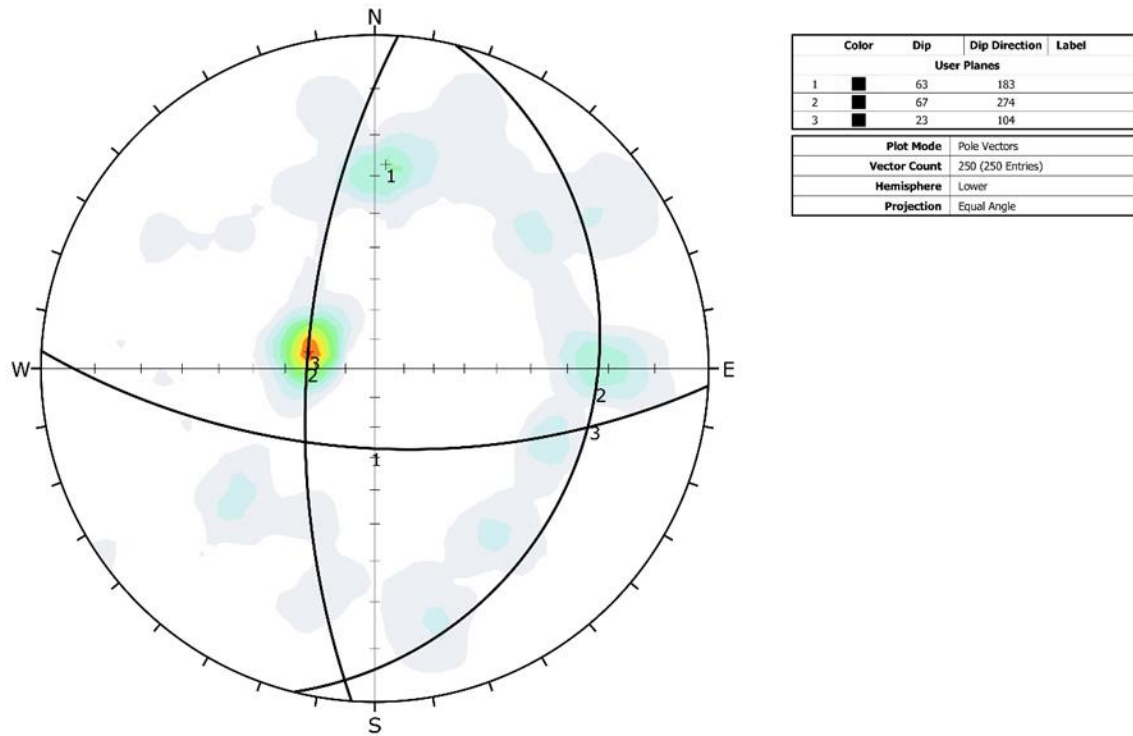


Figura 4 Evaluación de los datos de discontinuidad para el tramo del túnel de 0 + 443.70 a 0 + 651.40 derivados de los mapeos de frente de la asesoría (Ref. 21).

Se pueden identificar tres conjuntos de discontinuidades, dos conjuntos de diaclasas y la foliación. Se puede ver que estos conjuntos están orientados prácticamente ortogonales entre sí. Además, hay un número significativo de juntas orientadas al azar.

Vale la pena señalar que la orientación de los dos conjuntos de diaclasas y la foliación corresponden bien a la orientación de los conjuntos de discontinuidades más pronunciados identificados en otras partes del proyecto. La orientación de la foliación también coincide con la orientación determinada en otra parte del proyecto. Mecánicamente, la foliación actúa como una discontinuidad y apoya la separación del macizo rocoso (ver Figura 5).



Figura 5 Fotografía se muestra el banco en la GAD en la abscisa 0 + 534.5 (tomada de Ref. 23)

De acuerdo a lo que se puede ver en la Figura 5, la foliación se encuentra bien desarrollada y está estrechamente espaciada (estimativamente 0.2 m o menos). La separación a lo largo de la foliación es visible, particularmente en el lado izquierdo de la fotografía. Se debe tener en cuenta que el perfil del túnel es altamente ondulado en el techo del túnel, esto se tratará más adelante en este informe.

La Tabla 4 resume los datos de la geometría de las discontinuidades analizadas. El espaciamiento se calculó como valor medio de los datos presentados en la Ref. 22. La persistencia se determinó a partir del mismo conjunto de datos. Según estos datos, el macizo rocoso consistiría predominantemente en bloques en forma de cuboides. Sin embargo, el diaclasamiento altamente pronunciado relativo a la foliación, demostrado por la persistencia comparativamente alta sugiere bloques más bien tabulares. Solo en el perímetro de la excavación, se pueden desarrollar bloques con forma tetraédrica debido al proceso de voladura. Sin embargo, las discontinuidades orientadas al azar pueden conducir localmente a una desviación de esta estimación.

La orientación (azimut) del túnel es de 092 en la primera sección y luego en la curva cambia a 042 (Abscisas 0+430 a. 0+520).

Tabla 4 Información geométrica determinada para la sección del túnel 0+443.70 to 0+651.40.

	Manteo (°)	Dirección de Manteo (°)	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Dirección de manteo aparente en el tramo 042	Dirección de manteo aparente en el tramo 092
Foliación (Diaclasamiento)	23	104	0.16	10 a 20	11	22
Familia de diaclasas J ₁	67	274	0.32	3 a 10	55	67
Familia de diaclasas J ₂	63	183	0.35	3 a 10	56	01

El gneis foliado en el área del túnel se caracteriza por presentar una estructura blocosa (“Blocky”) a muy blocosa (“very Blocky”). Según Palmstroem (2005, Ref. 24), esta información geométrica sugiere un volumen promedio de bloque de 18 dm³, aproximadamente. Se producen resultados similares utilizando la correlación sugerida por Cai et al. 2004 (Ref. 25).

Es importante tener en cuenta que este tipo de macizo rocoso se desintegrará en muchos bloques durante el fallamiento de un túnel o cavidad. Esto explica bien, por qué podría desarrollarse una cavidad muy grande durante la progresión de la falla. En consecuencia, para obstruir el GAD se requiere un gran volumen de material defectuoso a la vez, de lo contrario, los residuos de la roca serían transportados rápidamente por el flujo.

Orientación de las estructuras geológicas con respecto a la dirección del flujo.

Se sabe que las discontinuidades con manto de aguas abajo admiten procesos de erosión, ya que esta orientación es mucho más propensa a la penetración de agua en las discontinuidades y al desalojo de bloques que las discontinuidades orientadas aguas arriba. En las estimaciones cuantitativas de la erodabilidad de macizos rocosos, esto se explica por el número de estructura del terreno J_s o en un estudio más reciente de Pells et al. (2016, Ref. 26) con el factor de reducción E_{doa} (ver Anexo 7.2.12).

La Figura 6 muestra estos tres conjuntos con respecto al eje del túnel y la dirección del flujo.

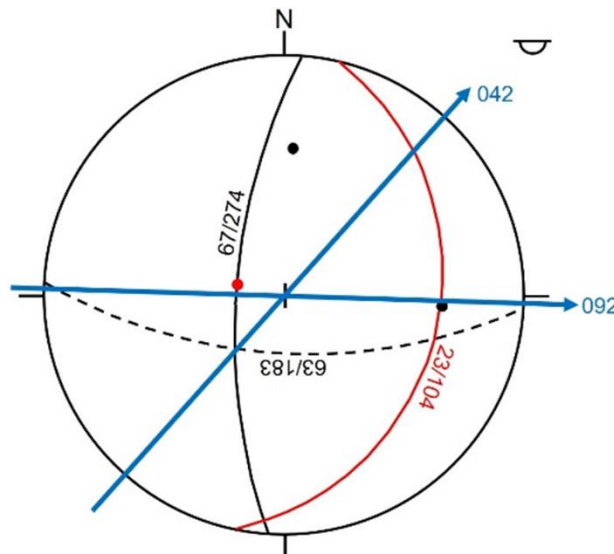


Figura 6 Orientación de las discontinuidades con respecto al eje del túnel / dirección del flujo.

Inicialmente, el túnel se dirige hacia 092 y después del giro hacia 042.

La Figura 7 muestra esta orientación de las discontinuidades relevantes con respecto a la orientación del túnel y el flujo de agua. Se puede notar inmediatamente que la orientación de las discontinuidades es desfavorable con respecto a la erosión. El agua puede penetrar en las discontinuidades de la foliación por los bloques pueden desprenderse.

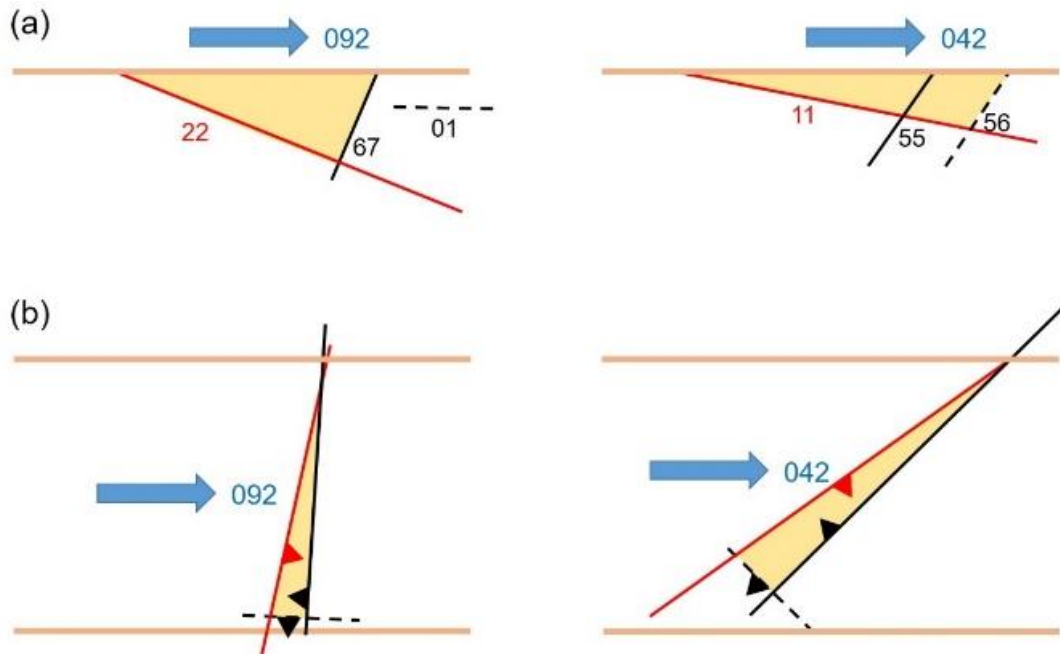




Figura 7 Croquis esquemático que muestra el desarrollo de bloques tetraédricos en el invertido del túnel, no en escala. (a) Secciones transversales con orientación de la junta indicada en la dirección del flujo antes y después de la curva del túnel. Los números dados representan la caída aparente en el dibujo. (b) Vista en planta.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 9	

Anexo 7.2.12

Evaluación resistencia a la erosión del piso del túnel

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 2 de 9	

Capacidad de resistencia a la erosión del piso del túnel

Dadas las características de túnel hidráulico de la GAD, en que a diferencia de los túneles de desvío izquierdo y derecho, en que el flujo en su interior se realizaba sobre el piso descubierto y no sobre una losa de concreto, como es el caso en la mayor parte de los túneles izquierdo y derecho, debe analizarse la resistencia a la erosión del macizo rocoso.

Existen túneles de desviación sin revestimiento, o parcialmente revestidos. Estas secciones sin revestimiento están ubicadas en roca, que se considera en la etapa de diseño como suficientemente resistente a la erosión. Se puede tolerar cierta erosión en el diseño, pero la expectativa es que la erosión será de un alcance muy limitado y no supondrá un riesgo inaceptable para la estabilidad y seguridad del túnel.

La resistencia a la erosión de un macizo rocoso es difícil de juzgar. En la etapa de diseño, la calidad del macizo rocoso se juzga utilizando información de investigaciones geológicas y hallazgos geológicos regionales. Durante la construcción del túnel, se revela información geológica específica del sitio, por lo que se puede requerir una revisión del diseño. Las secciones excavadas del túnel pueden dañarse por voladura y la extensión e importancia de los daños por voladura pueden ser difíciles de cuantificar. Además, resulta difícil inspeccionar el piso del túnel por la roca suelta y el deterioro ocurrido durante la construcción, lo que dificulta el examen geológico, o incluso cubre estructuras geológicas importantes, como zonas de cizallamiento o áreas de debilidad.

Por lo tanto, en la mayoría de los casos, la verdadera calidad del macizo rocoso con respecto a la erosión en el piso del túnel no se puede apreciar. Después de la remoción del material superficial o el material suelto por efecto de la tronadura, puede ocurrir una erosión significativa.

Para evaluar la resistencia a la erosión del macizo rocoso se emplean dos métodos.

a) Método 1: Annandale (2006, Ref. 36) presenta un método para estimar cuantitativamente la erosionabilidad comparando el índice de erosionabilidad K con un cierto valor de umbral de potencia de flujo. Así:



$$P_c = K^{0.75} \text{ para } K > 1.0$$

Donde P_c es la potencia de flujo crítico para causar erosión y K es el índice de erosión.

El potencial erosivo del flujo de agua puede calcularse mediante análisis hidráulicos analíticos o numéricos. El índice de erosión se determina a partir de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso encontrado.

Además, Annandale demuestra con un ejemplo de caso de estudio la aplicación exitosa del método para túneles hidráulicos (Capítulo 10 en Annandale, 2006, Ref 36).

b) Método 2: Pells (2016, Ref. 26) estima la erosionabilidad comparando el valor GSI con el potencial erosivo del flujo. Para tener en cuenta la influencia de la orientación de las estructuras geológicas, se sugiere un factor de reducción en el GSI original. Sobre la base de los resultados de los estudios de caso obtenidos en 30 vertederos sin revestimiento, se proporciona un gráfico que permite clasificar de manera semicuantitativa el potencial de erosionabilidad ("despreciable, menor, moderado, mayor, extenso").

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 3 de 9	

En adelante, ambos métodos se utilizan para estimar la erosionabilidad del piso en la GAD. El potencial erosivo del flujo se determinó mediante cálculos hidráulicos analíticos y mediante un enfoque numérico (Apéndice 2.9).

La tasa y el alcance de la erosión no se abordan con estos métodos. Sin embargo, en esta etapa del análisis, considerar estos factores no es necesario.

Método 1: Derivación de los valores de entrada para el índice de erosionabilidad K

El índice de erosión K se calculó siguiendo el procedimiento sugerido por Annandale (2006, Ref. 36). Está representado por la ecuación:



$$K = M_s \times \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times J_s$$

donde M_s es el número de resistencia de macizo, RQD es la designación de calidad de la roca, J_n es el número de conjunto de estructuras, J_a es el número de alteración las estructuras y J_s es el número de estructura relativo del terreno.

Es importante tener en cuenta que los factores en la ecuación anterior están relacionados linealmente con K. Por lo tanto, es esencial proporcionar una estimación más realista de cada uno de los parámetros de entrada. También se señala que los factores en la ecuación no necesariamente se refieren directamente a los valores Q para la clasificación del macizo rocoso (es decir, Ref. 30).

Se derivaron tres conjuntos de parámetros:

- “Macizo rocoso completo” o “Macizo rocoso promedio”: se considera el conjunto de datos que representa mejor las condiciones a escala del túnel.
- “Peor escenario”: este conjunto de datos considera las peores condiciones determinadas en los mapeos de frente para cada parámetro de entrada a escala del túnel.
- “Zonas de cizallamiento” o “Cizallas”: se refiere a las zonas de cizalla, sólo, en una escala de centímetros a un metro (ver Figura 1).

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 4 de 9	

Los parámetros derivados para el cálculo del índice de erosionabilidad (K) se basan en la evaluación de la documentación de los mapeos de frente, a excepción de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS), que se informa en la Ref. 10 y en la Ref. 17.



Figura 1 Fotografía de la Ref. 13. Zona de cizalle ("cizalla") con un espesor de aproximadamente 25 cm. Considerar que el material de la zona parece ser roca triturada y no es evidente un mayor espesor.

- **Macizo rocoso completo y Peor escenario**

M_s

El número de resistencia de macizo se determinó a partir del UCS con un valor de 90 MPa (± 16 MPa). Se dedujo según lo indicado en la Ref. 36: p.102 utilizando un peso unitario de referencia de 27 kN/m³. La densidad de roca fue tomada de la Ref. 17 como 26.5 kN/m³. Esto resulta en Ms=88.3.



Téngase en cuenta que la Ref. 36: Tab. 4-3 sugiere un valor de Ms de 70 para un UCS que varía de 56 MPa a 103 MPa, lo que reduciría K alrededor de un 20%.

Finalmente, se selecciona un valor de Ms de 80 para el "Macizo rocoso completo".

Para el "Peor escenario", se eligió el más bajo de todos los datos disponibles es decir un UCS (61 MPa) y se seleccionó un valor de Ms de 60.

La intemperización no se tuvo en cuenta al determinar el parámetro Ms.

RQD

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 5 de 9	

El RQD se determinó a partir de los datos de mapeo de frente disponibles de ambas partes, es decir se consideraron los mapeos realizados por CCC, así como los realizados por Integral (ambos para el tramo entre las abscisas 0+443.70 a 0+648.50). El valor medio de 53 fue seleccionado para el "Macizo rocoso promedio".

El RQD mínimo obtenido durante el mapeo frente fue de 30. Este valor se seleccionó para el "Peor escenario".

J_n

Como se muestra en el Anexo 2.11, el macizo rocoso contiene generalmente tres conjuntos estructuras más diaclasas aleatorias. Esto según Annandale (2006: Tab. 4.6) entrega un valor $J_n = 3.34$.

Es importante notar que en la ecuación para la determinación del índice de erodabilidad, presentada anteriormente, J_n y J_a aparecen en el denominador. Por lo que, para producir un peor escenario (es decir valor K más bajo), deben considerarse valores más altos para J_n y J_a .

El valor más alto o "peor" de J_n reportado en la documentación geológica fue de 15.0. Describe "cuatro o más diaclasas " esto resulta según la Ref. 36: Tab. 4.6 en $J_n = 5.0$ como parámetro de entrada para la determinación de K.

J_r y J_a

Para estimar J_r y J_a se consideraron los resultados de todos los mapeos de frente disponibles. Esto lleva a $J_r = 1.5$ y $J_a = 2.0$ para la "Macizo rocoso promedio".

Las discontinuidades que son descritas como "planar suave" o aquellas que contienen "panizo suave" reciben una aspereza conjunta $J_r = 1.0$, según lo indicado en la Ref. 36: Tab. 4.7 se utiliza un valor de $J_r=1$ para el "Peor escenario"

J_s

La evaluación del número de estructura relativo del terreno J_s requiere el ángulo de inclinación de la discontinuidad con el espesor cerrado con respecto a la dirección del flujo. Teniendo en cuenta un ángulo de inclinación de 24° para la "diaclasa de foliación", y espaciamiento de las discontinuidades de 1:2, 1:4 y 1:8, respectivamente, lo que lleva según Ref. 36: Tab. 4-9 a un número de estructura relativo del terreno de $J_s = 0.72$.

Se supone que este valor es válido tanto para "Macizo rocoso completo" como para el "Peor escenario".

- **Zonas de Cizalle**

M_s

Para las zonas de cizalle se determinó un valor de 3.95 para este parámetro según lo indicado en la Ref. 36: Tab. 4.4. Esto significa "roca blanda" con un UCS de 5 MPa.

RQD

Para zonas de cizalle se estima un valor de RQD de 20.

J_n

El Macizo rocoso contiene generalmente tres conjuntos de diaclasas más diaclasas aleatorias. Esto resulta de acuerdo con la Ref. 36: Tab. 4.6 en un valor $J_n = 3.34$. Este valor se asume para "zonas de cizalle".

J_r y J_a

Un número de J_a de 3.0 se da en la Ref. 36: Tab. 4.8 para "relleno no cohesivo, no arcilloso o no suavizante", así como para "relleno mineral de arcilla fuertemente consolidado y no suavizante, con o sin roca triturada". Por lo tanto, para las "zonas de cizalle" se selecciona un valor de 3.0.

J_s

Teniendo en cuenta un ángulo de inclinación de 24° para las zonas de cizalle paralelas a la foliación y las relaciones de espaciamiento de la unión de 1: 2, 1: 4 y 1: 8, respectivamente, se determina, de acuerdo con la Ref. 36: Tab. 4-9, a un número de estructura del terreno relativo $J_s = 0.72$.

Datos de entrada para el Índice de Erosión (K) y Potencial Crítico de Erosión del Flujo

Los datos de entrada para el índice de erosionabilidad K para los tres casos considerados se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1 Resumen de datos para la determinación del índice de erosionabilidad K y la potencia de flujo crítica P_c .

	"Macizo rocoso completo"	"Peor Caso"	"Zonas de cizalle"
M_s	80	60	3.95
RQD	53	30	20
J_n	3.34	5.0	3.34 (5.0)*
J_r	1.5	1.0	1.0
J_a	2.0	3.0	3.0
J_s	0.72	0.72	0.72
K	685.51	86.40	5.68

* un valor de 5.0 podría ser también apropiado.

- Evaluación de la erosionabilidad usando el índice de erosión K**

Los valores K derivados se consideran la mejor suposición y representan sólo el orden de magnitud. La razón es que varios parámetros, específicamente J_r , J_a se derivan de una descripción cualitativa del geólogo. Sin embargo, los datos disponibles se consideran valiosos para usarlos como una guía general al evaluar la erosionabilidad.

A partir de los resultados presentados en el Anexo 8.7, la potencia de flujo crítico P_c correspondiente se determina como se muestra en la Tabla 2. El lector debe estar consciente de que los datos proporcionados (dos dígitos) pretenden una precisión, que no se da. El "juicio geológico" encontrado en la selección de los parámetros de entrada puede llevar a una variación en el valor K de $\pm 10\%$, o incluso más.

Tabla 2 Valores K calculados para los tres casos considerados. También se presenta la potencia erosivo crítico del flujo, así como el potencial erosivo de flujo determinada para el piso del túnel.

	"Macizo rocoso completo"	"Peor escenario"	"Zonas de cizalle"
K-value	685.51	86.40	5.68
P_c	133.97	28.34	3.68

Potencial erosivo métodos analíticos [kW/m ²]	6.1
Potencial erosivo métodos numéricos [kW/m ²]	4.7

El potencial máximo del flujo determinado de los cálculos hidráulicos analíticos y numéricos fue de 6.1 kW/m² y 4.7 kW/m² (Tabla 2), respectivamente. Es evidente que mediante estos valores no se indica la erosión en la escala del túnel para los casos "macizo rocoso completo" y "Peor escenario", pero para las "zonas de cizalle", la capacidad erosiva del flujo es superior a la capacidad resistente de erosionabilidad del macizo por lo que la se esperaría que exista erosión en las zonas de cizalle a nivel del piso de la GAD.

Dados los valores presentados anteriormente es evidente que se debe haber activado el desgaste en el área más débil de la roca, es decir, en las zonas de cizalla. La erosión de las zonas de cizallamiento conduce a una "rotura" en el perfil del túnel y macizo rocoso blocoso adyacente queda directamente expuesto a una mayor carga hidráulica, acelerando la progresión de la erosión en el macizo rocoso de gneis en blocoso.

En la GAD, para el tramo considerado en detalle (es decir entre las abscisas 0+443.70 a la 0+651.40), las zonas de cizalle identificadas (incluida una falla de 2 m de ancho) comprenden en total una longitud a lo largo del túnel de aproximadamente 4.0 m, que es inferior al 2%. Si no se realiza el mapeo de la geología después de cada tronadura, es posible que no se identifiquen las zonas de cizalle.

Los cálculos hidráulicos numéricos sugieren que el mayor potencial erosivo del flujo se produjo al final de la curva en la alineación del túnel en la abscisa 0+513. La zona de corte identificada más cercana reportada en la documentación geológica cruza el piso del túnel en la abscisa 0+520 (Ref. 21). Es posible suponer que esta zona de cizalle en particular haya desencadenado el evento, sin embargo también puede haber otras zonas de cizalle en esta área, que no se identificaron durante la construcción, y que alguna de ella haya desencadenado el evento.

Método 2: Estimación del eGSI

Como se mencionó, en la Ref. 26 se sugiere utilizar el Índice de resistencia geológica (GSI) considerando además la orientación de las estructuras para estimar el potencial crítico al cual se desarrolla la erosión, el parámetro determinado a través de este enfoque se denomina eGSI.

El eGSI se deriva para el "Macizo rocoso promedio", pues se considera que estos datos representan mejor las condiciones en la escala del túnel, lo que se suma a que esta aproximación se sugiere sólo para macizos rocosos blocosos y se considera inadecuado para rocas débiles (Ref. 26).

El GSI fue mapeado tanto por la asesoría como por el contratista de obras. Ambos produjeron un rango de valores y proporcionaron el GSI mínimo, máximo y más representativo. Dado que todos estos valores se determinaron mediante inspección visual y comparación con la tabla proporcionada por Ref. 25, todos los valores se utilizaron para determinar un GSI promedio y se asumió una variación de ± 5 , que se considera representativa del macizo rocoso. Se determinó una un GSI promedio de 51 para el macizo rocoso durante los mapeos de frente. Por lo tanto, se seleccionó un valor de 51 ± 5 para "maciso rocoso promedio".

En la Ref. 26 se desarrolla una reducción del GSI real tomando en cuenta la orientación de las estructuras (diaclasas) en el macizo rocoso cuando se encuentra bajo carga hidráulica. Para la estimación de esta reducción, se introdujo un factor (E_{doa}) para el "ajuste por la orientación de las discontinuidades" para la erosión. La aplicación de este factor conduce a un Índice de resistencia geológica (GSI) reducido para la erosión "eGSI":

$$eGSI = \max \left\{ \begin{array}{l} GSI + E_{doa} \\ 0 \end{array} \right.$$

La Figura 2 proporciona el pictograma, que se sugiere en la Ref. 26 para determinar el E_{doa} . Parece razonable aplicar este factor de reducción, ya que la orientación de la discontinuidad más frecuente en el macizo rocoso, es decir, la "diaclasa de foliación" (presenta un manteo de 24° aguas abajo) es muy conocida y su variación es pequeña. Para un ángulo de manteo de 24° de la "diaclasa de foliación" y la relación de espaciado entre conjuntos de 1:2, 1:4 y 1:8, respectivamente, el E_{doa} puede estimarse en -15.

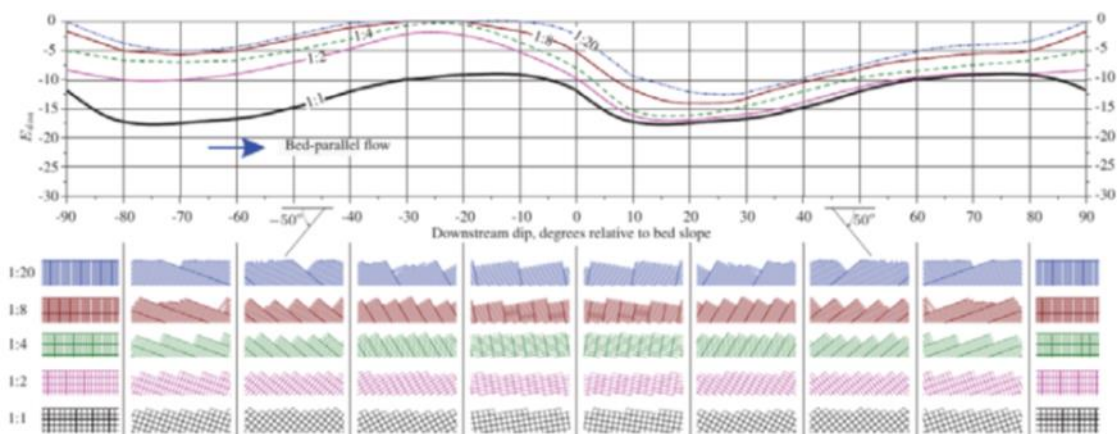


Figura 2 Ajuste por la orientación de las discontinuidades respecto a la erosión E_{doa} producida por el flujo paralelo del lecho (de la Ref. 26). Para un ángulo de manteo de 20° dirección aguas abajo y una relación de separación de conjuntos de 1:2, 1:4 y 1:8, respectivamente, E_{doa} puede aproximarse a -15.

Considerando que $E_{doa}=-15$ lleva a eGSI de 35 ± 5 para el "macizo rocoso completo".

Evaluación de la erosionabilidad utilizando eGSI

La Figura 3 muestra los resultados utilizando el método sugerido por la Ref. 13 y la potencia erosiva del flujo. Hay una erosión menor a moderada indicada para el "Macizo rocoso promedio".

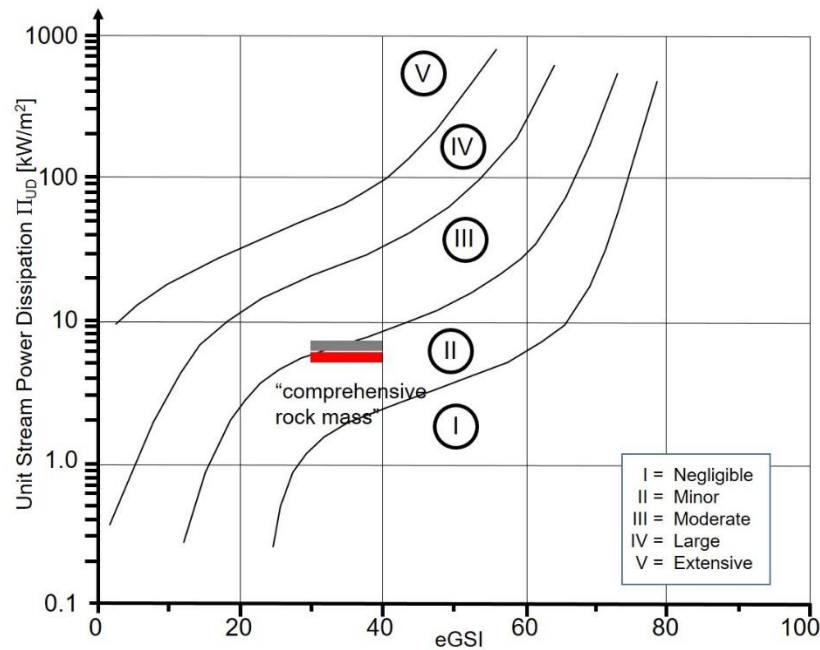






Figura 3 Resultados de la evaluación de la erosionabilidad utilizando el enfoque propuesto en la Ref. 26. La barra indica el rango de eGS. La barra gris representa los resultados de los cálculos hidráulicos analíticos del potencial erosivo del flujo y la barra roja muestra los resultados numéricos del potencial erosivo del flujo.

Por lo tanto, mediante el enfoque de estimación de la erosión propuesto por Pells, se puede determinar un nivel de erosión menor.

Finalmente, se puede concluir que ambos métodos propuestos no predicen un nivel de erosión importante en el macizo rocoso Tipo III. Sin embargo mediante el enfoque propuesto por Annandale se podría esperar que se produzca erosión en las zonas de cizalla.

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 1 de 4	

Anexo 7.2.13
Evaluación de Cavitación

	SKAVA CONSULTING - EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.			
	Informe de Estudio De Causa Raíz Física	Versión 0	Página 2 de 4	

Evaluación de cavitación

Para la evaluación de cavitación se realiza la comparación del índice de Thoma que corresponde, definido como:

$$\sigma = \frac{H - H_v}{\frac{v_k^2}{2g}}$$

En que:

$H = (p_{atm} + p)/\gamma$ = altura de presión (absoluta) ejercida sobre la solera (m).

H_v = altura de presión de vapor (m), valor absoluto.

v_k = velocidad a nivel de las protuberancias (m/s)

p_{atm} = presión atmosférica supuesta igual a 10,33 m.c.a.

Para determinar este último parámetro se adaptará la expresión siguiente utilizada en el análisis de la cavitación en rápidos de vertederos:

$$\frac{v_k}{v} = \frac{1.7}{0.24 + \log\left(\frac{x}{k}\right)}$$

Siendo:


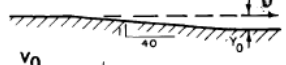
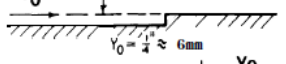
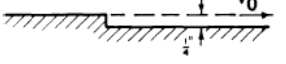
x = distancia considerada a partir del inicio de una protuberancia (m).

$k = 0,165$ m = rugosidad representativa de la altura de la protuberancia (valor determinado en el Anexo 8).

v = velocidad media del flujo en la GAD (m/s).

La velocidad v_k debe ser menor que la velocidad media v . Situándose en una posición conservadora se ha adoptado para x el valor de 5 m.

Los problemas de cavitación se pueden presentar cuando el índice de THOMA σ es inferior al parámetro de cavitación incipiente σ_i , esto es $\sigma < \sigma_i$, para el cual se puede considerar valores de acuerdo a lo presentado en el ACI 210-93, los valores recomendados en este código se presenta a continuación.

<u>Structure or Irregularity</u>	<u>σ</u>	<u>References</u>
Tunnel inlet	1.5	Tullis 1981
Sudden expansion in tunnel	1.0* 0.19	Russell and Ball 1967 Rouse and Jerdinsky 1966
Baffle blocks	1.4 & 2.3	Galperin et al. 1977
Gates and gate slots	0.2 to 3.0	Galperin et al. 1977 Ball 1959 Wagner 1967
Abraded concrete 3/4 in. max. depth of roughness	0.6	Ball 1976
	0.2	Ball 1976 Arndt 1977 Falvey 1982
	0.2	
	1.6	
	1.0	

*Unusual definition of σ

**Figura 1 Valores en que se inicia el daño por cavitación.
(Tomada de ACI-210-93)**

El análisis se ha realizado para dos niveles en el embalse con la GAD con flujo en presión, a las cotas 272 m y 239,20 m. Adicionalmente, se han considerado dos niveles con la GAD funcionando bajo la condición de flujo en superficie libre, a las cotas 226 m y 221 m.

En la tabla incluida a continuación se indican los resultados obtenidos.

CÁLCULO DEL σ DE THOMA				
Nivel emb. (m)	272	239,2	226	221
Caudal Q (m ³ /s)	1900	1200	700	300
v (m/s)	9,9	6,2	4,28	3,51
Pérd. hasta zona falla (m)	5,7	2,3		
H (m)	48,5	22,1	12,2	6,1
Hv (m abs)	0,3	0,3	0,3	0,3
vk (m/s)	9,7	6,1	4,2	3,5
σ	12,1	16,7	24,4	26,3

Se observa que en ninguno de los casos se da la condición $\sigma < \sigma_i$, por lo que no estarían dadas las condiciones para que se produzca cavitación debido a las irregularidades de la solera.

Por otra parte, teniendo en cuenta que los resultados presentados el Anexo 8 “Modelo hidráulico 3D túnel de desvío del sistema auxiliar de desviación” se entrega información suficiente para efectuar una estimación adicional de la posibilidad de cavitación por vaporización, se ha efectuado el cálculo correspondiente, obteniéndose los resultados que se incluyen en la tabla incluida más abajo. Los antecedentes empleados corresponden a la sección de la GAD situada a continuación de la curva existente en el tramo inicial de su trazado, individualizada como sección N°3 en el informe en cuestión y que, conforme a lo establecido en el mismo, es la mayormente crítica.

CÁLCULO DEL σ DE THOMA CON LOS ANTECEDENTES DEL MODELO HIDRÁULICO DE EDIC		
	ESC.1	ESC. 2
Nivel emb. (m)	262,15	234,3
Caudal Q (m ³ /s)	1760	1050
v (m/s)	9,1	5,5
H (m)	300	17,0
H _v (m abs)	0,3	0,3
v _k (m/s)	7,5	4,5
σ	108,0	26,2

En este caso se ha considerado para el valor v_k la velocidad junto a las paredes en la sección N°3 de la GAD, entregada por el modelo hidráulico 3D.